

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Optimisation du fonctionnement d'une adduction D'AEP des cinq communes de la daïra de MANSOURA (w. BOURDJ BOU ARRERIDJ) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0026-16

APA Citation (APA توثيق):

Cherifi, Nadia (2016). Optimisation du fonctionnement d'une adduction D'AEP des cinq communes de la daïra de MANSOURA (w. BOURDJ BOU ARRERIDJ)[Mem Ing, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics.

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف مديرية المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
-ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT DE GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE

Option : Conception Des Systèmes d'Alimentation En Eau Potable

THEME :

OPTIMISATION DU FONCTIONNEMENT D'UNE
ADDUCTION D'AEP DES CINQ COMMUNES DE LA DAÏRA
DE MANSOURA
(W. BOURDJ BOU ARRERIDJ)

Présenté par :

M^{lle}: CHERIFI NADIA

Promoteur :

M^r: KAHLERRAS.D

Devant le JURY composé de :

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M ^r O. KHODJET –KESBA	Professeur	Président
M ^r M.DJELLAB	MCA	Membre
M ^{me} S.BERBACHE	MAA	Membre
M ^{me} L.TAFAT	MAA	Membre

Septembre 2016

Dédicace

Je rends un très grand hommage à travers ce modeste travail, en signe de respect et de reconnaissance envers :

A ma très chère mère et cher père Affables, honorables, aimables : vous représentez pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'ont pas cessé de m'encourager et de prier pour moi. Vos prières et vos bénédictions m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études.

A mes très chères sœurs et mes très chers frères.

A toutes mes amies en particulier à : MERIEM, IKRAM, AMINA, SARA, NABILA, HADJAR, NOURIA.

En un mot, à toute ma famille, mes amis sans exception et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

Remerciement

Je remercie Dieu le tout puissant, pour m'avoir donné la santé, le courage et la volonté d'étudier et pour m'avoir permis de réaliser ce modeste travail dans les meilleures conditions.

Mes remerciements à ma mère et mon père...Je remercie fortement Mrs MOULEK Anis de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail, Mrs BOULARIAH Dhiaie et Mon Promoteur : Mrs KAHLERRAS DJILLALI.

Mes remerciements également à :

Tous les enseignants qui ont contribué à ma formation du primaire jusqu'au cycle universitaire.

Aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail.

بعد تقديم المشروع التمهيدي المفصل لتحويل المياه من سد تلسـديت بولاية البويرة نحو دائرة منصوره بولاية برج بوعريـريـج لتزويد السكان بالمياه الصالحة للشرب الذي كانت تكلفته تزيد عن 8 مليارات دينار لهذا قمنا بدراسة من أجل إيجاد البديل المناسب الذي يحتوي على التشغيل السليم بأقل تكلفة بالإضافة الى دراسة أبعاده مرافق التخزين من حيث النوعية و الكمية على المدى الطويل .

Résumé:

Après avoir présenté l'Avant Projet Détaillé qui a couté plus que 8 milliard de dinars puis l'analysé et cité ses différentes anomalies, nous commençons à faire une étude pour choisir la bonne variante qui présente le bon fonctionnement et un cout minime. De ce fait nous dimensionnons cette adduction, l'ouvrage de stockage afin de répondre qualitativement et quantitativement aux besoins croissants de la population des cinq communes de la daïra de Mansoura wilaya de Bourdj Bourerriidj.

Abstract

After presenting the Final Design which's cost more than 8 billion dinars and after the analyzing it and citing its various anomalies, we start to do a study to have the right variant that has the proper operation and minimum cost also. We dimension this supply, and its storage facility qualitatively and quantitatively to meet the growing needs of the population of five municipalities in the Daira of Mansoura.

Sommaire

Introduction générale	1
------------------------------------	---

Chapitre I Présentation de la zone d'étude.

Introduction.....	2
I.1.Situation géographique	2
I.2. La situation Géologique, hydrologique et géotechnique.....	4
I .3.Situation topographique.....	5
I.4. Situation climatologique.....	6
a) Climat	6
b) Température.....	7
c) La pluviométrie	7
d) L'Evaporation.....	10
I .5. La sismicité.....	10
I.6. Ressources en eaux superficielles et profondes.....	11
Conclusion	12

Chapitre II Présentation de l'avant projet détaillé Projeté.

Introduction.....	14
II.1. Tronçon principal : station de pompage d'El Feth – Réservoir Ouled Sidi Brahim....	14
II.2 Tronçon principal : Réservoir d'Ouled Sidi Brahim - Station de pompage El M'hir....	15
II.3. Tronçon : Station de pompage El M'Hir – Réservoir Tampon – Station de pompage vers Hanana et Ben Daoud.....	16
II.3.1. Tronçon principal Station de pompage El M'Hir – Réservoir Tampon.....	16
II.3.2. Réservoir Tampon – Station de pompage vers Hanana et Ben Daoud.....	17
II.3.3. Tronçon principal Station de pompage vers Hanana et Ben Daoud – Réservoir Hanana.....	17
II.3.4. Station de pompage vers Hanana et Ben Daoud – Réservoir Ben Daoud.....	18
II.4. Ramification Herraza– Réservoir Fedhala – Réservoir Herraza.....	18
II.5. Ramification El M'Hir – Réservoir Mansoura	19
II.5.1. Point de Desserte Boudjebha – réservoir Boudjebha.....	20
II.5.2. Station de pompage Mansoura – réservoir Aichaoui.....	20

Conclusion	23
------------------	----

Chapitre III Analyse et critique du système existant.

Introduction.....	24
III.1. Critique du système d'alimentation en eau potable d'El Mhir.....	24
III.2. Critique du système d'alimentation en eau potable de Mansoura.....	26
III.3. Critique du système d'alimentation en eau potable de Harraza et Ben Daoud.....	28
III.4. Divers	30
III.4.1. Vidange.....	30
III.4.2. la boucle d'El Bibane.....	31
III.4.3. Coudes.....	33
Conclusion.....	33

Chapitre IV Estimation des besoins en eau

Introduction.....	34
IV.1.Evaluation de la Population future	34
IV.2. L'évaluation de la consommation moyenne journalière	37
IV.2.1.Généralités (les différents besoins)	37
IV.2.1.1.Besoins domestiques.....	37
IV.2.1.2.Besoins publics	37
IV.2.1.3.Besoins industriels et agricoles	37
IV.2.1.4.Besoins scolaires.....	38
IV.2.1.5.Besoins sanitaires	38
IV.2.1.6.Besoins d'incendie	38
IV.2.2.Choix De La Dotation	38
IV.2.3. Calcul De Consommation Moyenne Journalière (Qmoy.j).....	39
IV.2.4.Le Rendement du système	41
IV.3.Variation de la consommation	41
IV.3.1.Consommation maximale journalière.....	41
IV.3.2.Variation de la consommation horaire	42
IV.3.3. Consommation maximale horaire.....	42
IV.3.4. Le débit maximum horaire (débit de pointe)	43
Conclusion	44

Chapitre V Réservoirs

Introduction.....	45
V.1.Le rôle des réservoirs	45
a) Fonction technique	45
b) Fonction économique	45
V.2. Prescriptions sanitaires	45
V.3. Classification des réservoirs.....	46
V.4.Équipement des réservoirs	47
V.4.1.Généralités	47
V.4.2.Equipements d'intervention.....	47
V.4.3.Equipements de nettoyage.....	47
V.4.4.Equipements hydrauliques	47
V.5.Capacité des réservoirs.....	48
V.5.1.La méthode analytique	48
V. 5.2.Méthode graphique	48
V.6. Capacité et dimensionnement du réservoir.....	50
V.6.1Réservoir Tizi Kchouchen (R12).....	50
V.6.2 Réservoir Ouled Sidi Brahim (R13)	50
V.7. Calcul de Bâche de reprise.....	51
V.7.1. Capacité et Dimensionnement de la bâche de reprise	51
V.8.Forme des réservoirs.....	53
Conclusion	54

Chapitre VI Adduction

Introduction.....	55
VI.1.notions générales sur les adductions.....	55
VI.1.1.Définition.....	55
VI.1.2.Type d'adduction.....	55
VI.1.2.1.Adduction gravitaire.....	55
VI.1.2.2. Adduction par refoulement.....	55
VI.1.2.3.Adduction mixte.....	55
VI.2. Matériaux des conduites.....	56
VI.2.1. Conduites en fonte ductile.....	56

VI.2.2. Conduites en Acier.....	57
VI.2.3. Conduite en Polyéthylène à haute densité (PEHD)	57
VI.3.Type d'écoulement.....	58
VI.3.1.Ecoulement à surface libre.....	58
VI.3.2.Ecoulement en charge	58
VI.4.Méthode de calcul	58
VI.5.Dimensionnement de la variante proposée.....	61
VI.5.1.Dimensionnement du réseau d'adduction par refoulement.....	61
VI.5.1.1.Refoulement : SP4_R12.....	61
VI.5.1.2.Détermination de diamètre économique (SP5_R13).....	63
VI.5.2.Dimensionnement du réseau d'adduction par gravité.....	64
VI.5.2.1.Détermination de diamètre avantageux (R12-la bâche de la SP5).....	64
VI.5.2.3.Détermination de diamètre avantageux (Tronçon P7 vers R14).....	66
VI.5.2.4.Détermination de diamètre avantageux (Tronçon P7 vers Y2) :.....	66
VI.6.Calcul hydraulique de la variante améliorée.....	66
Conclusion.....	68

Chapitre VII Pompes et Stations de Pompage

Introduction.....	69
VII.1.Choix de la pompe.....	69
a) Pompes centrifuges	69
b) Pompes volumétriques	69
c) Les turbopompes	70
VII.2.Couplage des pompes.....	70
VII.2.1. Couplage en parallèle.....	70
VII.2.2. Couplage en série.....	71
VII.3.Choix du type de pompe.....	72
VII.4.Choix du nombre de pompes	72
VII.5. Choix de la pompe.....	73
VII.5.1.Choix des pompes SP4.....	73
VII.5.2.Choix des pompes SP5.....	76
VII.6.Points de fonctionnement des pompes	80
VII.6.1.Courbe caractéristique de la conduite.....	81

VII.6.1.1. Pertes de charge linéaires.....	81
VII.6.1.2. Pertes de charge singulières.....	81
VII.6.1.3. Pertes de charge totale.....	82
VII.6.2. Refoulement SP4 –Réservoir R12	82
VII.6.3. Refoulement SP5 –Réservoir R13.....	83
VII.7. Modes de réglage.....	84
VII.7.1 : Refoulement : SP5_R13.....	85
VII.8. Vérification de la condition de non cavitation.....	85
VII.8.1. Définition de la cavitation	86
VII.8.2. Condition de non cavitation.....	86
VII.9. Dimensionnement de la variante proposée.....	90
Conclusion	91

Chapitre VIII Equipements et ouvrages du projet.

Introduction.....	93
VIII.1 Pose des canalisations.....	93
VIII.1.1 Le Principe de pose des canalisations.....	93
VIII.1.2 Profils types d'excavation.....	95
VIII.2. Choix des engins de terrassement.....	96
VIII.2.1. Pelle hydraulique.....	97
VIII.2.2. Dozer.....	97
VIII.2.3. Chargeur.....	99
VIII.2.4. Compacteur (vibrateur de sol).....	100
VIII.3. Equipements sur conduites	100
VIII.3. 1. Vidanges (vannes de décharges)	100
VIII.3. 2. Ventouses.....	101
VIII.3.3. Vannes en route.....	101
VIII .3.4. Vannes de régulation de pression.....	102
VIII .3.5. Vannes de surverse.....	102
VIII.3.6. Robinetterie.....	102
VIII .3.7. Clapet anti-retour.....	104
VIII.3.8. By-pass	104
VIII.3. 9. Organes de raccordement	105

VIII.4.Métrologie.....	105
VIII.4.1.Mesure de débit.....	105
VIII.4.2.Pression	106
VIII.4.3.Niveaux.....	106
VIII.5. Protection contre la corrosion.....	107
VIII.6. Protection des conduites contre le coup de bélier.....	107
VIII.6.1.Phénomène du coup de bélier	107
VIII.6.1.1.Notions générales.....	107
VIII.6.1.2.Risques dus aux coups de bélier.....	108
VIII.6.2.Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	109
VIII.7. Les moyens de prévention	110
VIII.7. 1.Protections individuelles.....	110
VIII.7.2.Protections collectives	110
VIII.7.2.1. Définition	110
VIII.7.2.2.Equipements de protection collective (EPC).....	111
Conclusion.....	112

Chapitre IX. Etude comparative des couts

Introduction.....	113
IX.1.Méthodologie d'analyse des couts.....	113
X.1.1. Postes internes.....	113
X.1.1.1.Postes composants le cout d'un projet.....	113
X.1.2.Contrainte extérieurs.....	113
IX.2.Frais d'exploitation.....	114
X.2.1.La variante proposée	114
IX.2.2. La variante améliorée.....	114
IX.3.Frais d'amortissement.....	115
IX.3.1.La variante proposée	115
IX.3.2. variante améliorée	116
XI.4.Divers.....	117
Conclusion.....	118

Conclusion générale..... 119

Liste des figures

Chapitre I présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : Wilaya de Bordj Bou Arreridj.....	3
Figure I.2 : Carte N°03 pluviométrique de la région de Bordj Bou Arreridj.....	9
Figure I.3 : Répartition saisonnière de l'évaporation.....	10
Figure I.4 : Carte (N° 6) de zonage sismique du territoire national et localisation de la région d'étude.....	11

Chapitre II Présentation de l'avant projet détaillé projeté

Figure II.1 : Tracé au niveau des localités d'El Feth, Tizi Kachouchen et Ouled Sidi Brahim.....	15
Figure II.2 : Tracé au niveau des localités d'Ouled Sidi Brahim, portes de fer Arigbet Maiza et El M'Hir.....	16
Figure II.3 : Tracé au niveau des localités d'El M'Hir et Belmziti.....	17
Figure II.4 : Tracé au niveau des localités de Ben Daoud et Hanana.....	18
Figure II.5 : Tracé au niveau des localités de Fedhala et Herraça.....	19
Figure II.6 : Tracé au niveau des localités de Mansoura.....	20
Figure II.7 : Schémas descriptif du projet.....	22
Figure II .8 : Schémas vertical du projet.....	23

Chapitre III Analyse et critique du système existant et la variante proposée

Figure III.1. Variante APD pour l'alimentation du réservoir de la commune d'El Mhir.....	25
Figure III.2. Variante proposée pour l'alimentation du réservoir de la commune d'El Mhir... ..	26

Figure III.3. Variante APD pour l'alimentation du réservoir de la commune de Mansoura R25.....	27
Figure III.4. Variante proposée pour l'alimentation du réservoir de la commune de Mansoura R25.....	28
Figure III.5. Variante APD pour l'alimentation du réservoir R19 de Ben Daoud Souk...	29
Figure III.6. Variante proposée pour l'alimentation du réservoir R19 de Ben Daoud Souk...	30
Figure III.7. Variante APD: la boucle de Bibane El Hadid.....	32
Figure III.8. La variante proposée la boucle de Bibane El Hadid	32

Chapitre IV Estimation des besoins en eau

Figure IV.1. La répartition des habitants par années de projection.....	37
--	----

Chapitre V Adduction

Figure V.1. Bilan du tronçon SP4_R12.....	63
Figure V.2. Bilan du tronçon SP5– R13.....	64

Chapitre VII Pompes et Stations de Pompage

Figure VII.1. Schématisation du couplage en parallèle.....	71
Figure VII.2. Courbe caractéristique du couplage en parallèle.....	71
Figure VII.3. Schématisation du couplage en série.....	71
Figure VII.4. Courbe caractéristique du couplage en série.....	72
Figure VII.5. les courbes caractéristiques des pompes PM125/2B CAPRARI.....	75
Figure VII.6. Encombrement de la pompe type PM125/2B CAPRARI de SP4.....	76
Figure VII.7. les courbes caractéristiques des pompes HUV 50/4A+50 CAPRARI.....	79
Figure VII.8. Encombrement de la pompe type HUV 50/4A+50 de SP5.....	80
Figure VII.9. Le point de fonctionnement d'une pompe.....	81

Figure VII.10. : Point de fonctionnement de la pompe SP4_R12..... 82

Figure VII.11. Point de fonctionnement de la pompe SP5_R13..... 83

Chapitre VIII Equipements et ouvrages du projet.

Figure VIII.1. Les différents types de ventouses..... 102

Figure VIII.2. Robinets vanne à opercule..... 103

Figure VIII.3. Robinets vanne papillon..... 104

Figure VIII.4. Débitmètres déprimogènes..... 106

Liste des tableaux

Chapitre I Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1. Altitudes des principaux sommets.....	6
Tableau I.2. Valeurs de l'indice de Demarton et type de climat.....	7
Tableau I.3. Moyennes mensuelles des températures minimales et maximales.....	7
Tableau I.4. Adductions existantes dans l'aire de l'étude.....	8

Chapitre II Présentation de l'avant projet détaillé projeté

Tableau II.1: Tableau récapitulatif des réservoirs.....	21
Tableau II.2: Tableau récapitulatif des stations de pompages et bâches.....	21

Chapitre III Analyse et critique du système existant et proposition de la variante améliorée

Tableau III.1 : Diamètre des vidanges.....	31
---	----

Chapitre IV Estimation des besoins en eau

Tableau IV.1. Taux d'accroissement et population aux différents horizons d'étude des communes de Mansourah, Ouled Sidi Brahim et El M'hir.....	35
Tableau IV.2: Taux d'accroissement et population aux différents horizons d'étude des communes de Ben Daoud et Harraza.....	36
Tableau IV.3. La répartition des habitants par années de projection.....	37
Tableau IV.4. Répartition par communes des besoins moyens journaliers en eau domestique.....	39
Tableau IV.5: Taux de majoration pour l'administration, le commerce et la petite industrie selon le PNE 2010.....	40
Tableau IV.6. Consommations journalières moyennes total (domestique et équipements)..	40
Tableau IV.7. Les demandes moyennes journalières.....	41
Tableau IV.8. Consommations maximale journalière pour chaque Commune à l'horizon 2045.....	42
Tableau IV.9. Variation du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitant.....	43

Tableau IV.10. Variation du coefficient $K_{\max,h}$ pour chaque communes.....	43
Tableau IV.11. Calcul du débit de pointe.....	43

Chapitre V Réservoirs

Tableau V.1. Le pourcentage de la variation horaire de la consommation en fonction du nombre de la population.....	49
Tableau V.2. Calcul de la capacité du réservoir d'Ouled Sidi Brahim (R13).....	50
Tableau V.3. Evaluation du volume résiduel de la bache (SP4).....	51
Tableau V.4. Evaluation du volume résiduel de la bache (SP5).....	52
Tableau V.5. Tableau donnant les dimensions des ouvrages de stockage.....	54

Chapitre VI Adduction

Tableau VI.1. Linéaire de conduites avec leurs débits.....	61
Tableau VI.2. Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP4 – R12.....	62
Tableau VI.3. Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP4 – R12.....	62
Tableau VI.4. Bilan du tronçon SP4_R12.....	62
Tableau VI.5. Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP5 – R13.....	63
Tableau VI.6. Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP5 – R13.....	64
Tableau VI.7. Bilan du tronçon SP5 – R13.....	64
Tableau VI.8. Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau	65
Tableau VI.9. Données du tronçon R12_SP5	65
Tableau VI.10. Données du tronçon R12_P7.....	66
Tableau VI.11. Données du tronçon P7_R14.....	66
Tableau VI.12. Données du tronçon P7_Y2.....	67

Chapitre VII Pompes et stations de pompage

Tableau VII.1. Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	73
Tableau VII.2. Dimensions de la pompe type PM125/2B CAPRARI de SP4.....	76
Tableau VII.3. Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	77
Tableau VII.4. Dimensions de la pompe type HUV 50/4A+50 de SP5.....	80

Tableau VII.5. Courbe caractéristique de la conduite (SP4 – Réservoir R12).....	82
Tableau VII.6. Courbe caractéristique de la conduite (Refoulement SP5 –Réservoir R13)	83
Tableau VII.7. Variation de la tension de vapeur d’eau en fonction de la température.....	87
Tableau VII.8. Récapitulatif du dimensionnement de toutes les stations de pompage de la variante proposée.....	91

Chapitre VIII Equipements et ouvrages du projet.

Tableau VIII.1 Sur-largeur en fonction du diamètre.....	96
Tableau VIII.2 Remblayage des fouilles.....	96

Chapitre IX Etude comparative des couts

Tableau IX.1. Les frais d’exploitation de la variante proposée.....	114
Tableau IX.2. Les frais d’exploitation de la variante améliorée.....	115
Tableau IX. 3. Les frais d’amortissement de la variante proposée.....	115
Tableau IX.4. Les frais d’amortissement de la variante améliorée	116
Tableau IX.5. Tableau de comparaison du cout de réalisation.....	117
Tableau IX.6. Tableau des frais d’exploitation en DA.....	117

Listes des planches

Planche n°1 : Tizi kachouchen réservoirs 2000 m³ _ Coupe et détail _

Planche n°2 : Station de pompage n°4 _ vue en plan _ coupe A-A et B-B_

Planche n°3 : Schéma d'avant projet détaillé

Planche n°4 : Schéma de la variante améliorée

Introduction Générale

Depuis leurs origines, les êtres humains accordaient une très grande importance à la quantité et la qualité de l'eau car c'est l'un des besoins les plus fondamentaux de notre physiologie.

En parallèle, ces dernières années notre pays connaît une crise financière qui influencera sur la vie quotidienne des citoyens : un déséquilibre sur tous les plans (sanitaire, financier et social). En citant le manque d'eau comme l'un des plus grands problèmes à cause des frais d'installation de cette dernière.

Les habitants des communes de la daïra de Mansoura (Ouled Sidi Brahim, El Mhir, Mansoura, Harraza et Ben Daoud) (environ de 120 000 habitants souffrent d'un manque de la quantité et la qualité de l'eau potable, en faisant un transfert d'eau qui *«représentent le transport d'un volume d'eau d'un lieu géographique vers un autre, souvent d'un lieu de captage vers un lieu de distribution et d'utilisation. Ces ouvrages sont composés d'un moyen de transport (canalisation ou canal), d'un moyen de propulsion (gravité ou pompage) et d'éventuels ouvrages intermédiaires de prise d'eau, de stockage ou/et de régulation/sécurisation. Ils peuvent se caractériser sous différentes échelles (débits, distance...) et remplir des objectifs qualitatifs et/ou quantitatifs»*. Ce transfert se fait à partir du barrage de Tilesdit (plus de 100 km) pour l'alimentation de cette daïra, ils ont constaté que ce projet a coûté plus que **750 milliard de centimes** considéré comme très cher durant cette crise économique; notre projet consiste à analyser toutes anomalies de ce dernier, de les critiquées et de proposer une variante de manière à minimiser le coût du projet de **75 milliard de centimes** qui présente 10% du coût, tout en assurant la même qualité du service.

Chapitre I

présentation de la zone d'étude

Introduction

Dans ce chapitre on s'intéresse à la présentation générale de l'agglomération du point de vue géographique, climatologique et géologique, et connaître la situation hydraulique actuelle afin de calculer le déficit à combler.

I.1.Situation géographique

L'étude concerne les cinq (05) communes de la daïra de Mansourah de la wilaya de Bordj Bou Arreridj.

Géographiquement, la wilaya de Bordj Bou Arreridj est comprise entre les parallèles 35° et 37° de latitude Nord et entre les méridiens de longitude 4° et 5° à l'Est de Greenwich. La ville de Bordj Bou Arreridj est située au point géographique 36° de latitude Nord et 4°30' de longitude Est. Située sur les hauts plateaux Est du pays, elle s'étend sur l'axe Alger - Constantine et est limitée:

- Au Nord, par la wilaya de Bejaia.
- A l'Est, par la wilaya de Sétif.
- A l'Ouest, par la wilaya de Bouira.
- Au Sud, par la wilaya de M'Sila.

La wilaya s'étend sur une superficie de l'ordre de 3 920,42 Km², soit près de 1/600ème du territoire national.



Figure I.1 : Wilaya de Bordj Bou Arreridj

La zone d'étude compte les communes suivantes :

- Ouled Sidi Brahim
- Ben Daoud
- Herraza
- EL-Mhir
- Mansoura

❖ **Commune d'Ouled Sidi Brahim**

Elle est délimitée :

- Au Nord par la wilaya de Bouira,
- A l'Est par la wilaya de Béjaïa et la commune de Mansourah,
- A l'Ouest par la commune de Herraza,
- Au Sud par la commune d'El Mhir.

❖ Commune de Ben Daoud

Elle est délimitée :

- Au Nord par la commune de Herraça,
- A l'Est par la commune d'El Mhir,
- A l'Ouest par la wilaya de Bouira,
- Au Sud par la wilaya de M'Sila.

❖ Commune de Herraça

Elle est délimitée :

- Au Nord par la wilaya de Bouira,
- A l'Est par les communes d'El Mhir et d'Ouled Sidi Brahim,
- A l'Ouest par la wilaya de Bouira,
- Au Sud par la commune de Ben Daoud.

❖ Commune d'El Mhir

Elle est délimitée :

- Au Nord par la commune d'Ouled Sidi Brahim,
- A l'Est par la commune de Mansourah,
- A l'Ouest par les communes de Herraça et Ben Daoud,
- Au Sud par la wilaya de M'Sila.

❖ Commune de Mansoura

Elle est délimitée :

- Au Nord par la commune de Teniet Elanaser, et la wilaya de Béjaia,
- A l'Est par les communes d'El Achir, et de Medjana,
- A l'Ouest par les communes d'El Mhir et d'Ouled Sidi Brahim,
- Au Sud par la commune de Ksour et la wilaya de M'Sila.

I.2.La situation géologique

La géologie de l'aire d'étude est caractérisée par :

◆ Les alluvions récentes (limons et argiles sableuses) occupent les fonds des vallées creusées par l'oued Eddous, les plateaux d'Elsnam, de Bled El Madjen et de Bouira.

◆ Le versant sud du massif du Djurdjura et le versant nord du massif des Bibans sont essentiellement formés d'argiles et de marnes intercalées de couches de calcaire (Crétacé supérieur).

- ◆ Dans la partie centrale du massif des Bibans, on distingue surtout des calcaires avec des grès en plaquette, tandis que sur le versant sud apparaissent des schistes argileux avec alternances de marnes grises et calcaires marneux.
- ◆ Plus au sud, on rencontre des formations de marnes avec intercalations de grès quartzeux.

Le relief de l'itinéraire, depuis le barrage de Tilesdit jusqu'à la commune Mansourah wilaya de Bordj Bou Arreridj est très variable et caractérisé par un terrain accidenté, plus ou moins vallonné à plat. Les reliefs de l'Algérie du nord allongés d'ouest en Est, appartiennent à la chaîne alpine, cette dernière structurée par la superposition anormale de plusieurs types de série diverses par leurs styles et leurs caractères distribués en générale du trias jusque au miocène, ces séries adhérentes parfois à un socle paléozoïque ou plus ancien (panafricain), ce dernier est de nature cristallophyllienne fortement complexé.

I .3.Situation topographique

Le relief de notre zone d'étude peut être décomposé en 3 grandes zones :

1. Zone des hautes plaines

Cette zone se caractérise par un relief ondulé dont les parties hautes voient affleurer le substrat marneux et dont les parties basses sont noyées par des alluvions et colluvions. Les hautes plaines occupent les superficies les plus importantes.

2. Zone montagneuse

Le cadre montagneux du Nord formé par la chaîne des Bibans s'étend entre Ouled Sidi Brahim à l'Ouest et Bordj Zemmoura à l'Est. Les flysch des montagnes du Nord sont des argiles schisteuses épaisses entre coupées par des bancs de calcaires et de grès. La réalisation d'infrastructures de base dans cette région est très coûteuse et nécessite des moyens mécaniques très performants.

3. Zone steppique

La zone Sud Ouest est constituée de sols légers à vocation agropastorale. Cependant une sous zone traversée par l'Oued Lakhdar permet la pratique de cultures maraîchères et l'arboriculture fruitière en irrigué.

Tableau I.1: Altitudes des principaux sommets

Montagne	Altitude (m)
Djebel EL ECHELDJ (TAGLAIT)	1885
Djebel MANSOURA	1862
Djebel CHOUKCHOUT (MANSOURA)	1852
Djebel MOUTÈNE (TENIET ENNASR)	1705
Djebel MERISSANE (HASNAOUA)	1497
Djebel M'ZITA (EL MEHIR)	1457

[Source Subdivision de l'hydraulique de Mansoura]

I.4. Situation climatique

a) Climat

Pour caractériser le climat régnant dans une zone, il nous faut des indices calculés ou déterminés à partir de présentations graphiques. Nous avons bâti notre première analyse en se basant sur des indices climatiques de référence, reconnus dans la bibliographie spécialisée.

Nous rappelons que ces indices résultent de combinaisons de paramètres

Indice d'aridité de Dermatton (Ia)

$$Ia = P/(t+10)$$

Où :

Ia : Indice de Demarton;

P : Précipitation cumulée de l'année (mm);

t : température moyenne mensuelle (°C);

$$\Rightarrow Ia = 305,15 / (16+10) = 11,73$$

Tableau I.2 : Valeurs de l'indice de Demarton et type de climat

Ia	Type de climat
Ia < 5	Désertique
5 < Ia < 10	Aride
10 < Ia < 20	Semi-aride
20 < Ia < 30	Sub-humide
Ia > 30	Humide

10 < Ia < 20 → le climat est de type Semi-aride

b) Température

Tableau I.3 : Moyennes mensuelles des températures minimales et maximales (1990_2014).

Mois.	Jan	Fév.	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Dec
T moy °C	5,60	6,48	11,60	13,80	18,45	24,68	28,08	26,60	21,18	18,42	10,53	6,55
T max °C	7,60	8,30	13,63	15,95	20,20	27,08	30,95	29,68	24,10	21,13	13,03	7,90
T min °C	4,25	5,28	10,00	11,92	16,70	22,38	27,25	24,12	19,30	16,42	8,87	5,32

[Source : Station météorologique de Bordj Bou Arreridj]

T moy : Température moyenne en °C

T max : Température maximale moyenne °C

T min : Température minimale moyenne °C

- ✚ Le gradient de température moyenne du mois le plus froid (janvier) au mois le plus chaud (juillet) varie de 5,60°C à 28,08°C. Le mois le plus chaud à un poids supérieur de 5 fois celui du mois le plus froid. En d'autres termes, le mois le plus froid ne représente que 19,94% du mois le plus chaud;
- ✚ Les mois les plus chauds correspondent aux mois de juin, juillet, août et septembre. Les mois les plus froids sont ceux de décembre, janvier et février.

c) La pluviométrie

La pluie annuelle moyenne dans la région d'étude située à l'intérieur de l'aire de l'étude est comprise entre 300 et 600 mm. La répartition saisonnière des précipitations, sur cette partie de l'aire de l'étude, est irrégulière en automne, au printemps et en hiver. En été, les pluies sont faible à très rares.

Tableau I.4.La pluie annuelle moyenne dans la région d'étude

Année	1970	1973	1974	1975	1977	1978	1980	1981	1982	1983	1984
P (mm)	531	491 ,1	281,1	374, 3	122,7	161,9	157,7	182,1	81,6	31,3	60,4
Année	1985	1986	1987	1988	1989	1992	1993	1994	1995	1996	1997
P (mm)	115,4	119,5	85	42,2	48,5	233,9	267,5	442,7	402,1	208	478
Année	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006		
P (mm)	253,5	280	320 ,3	186,3	505,1	380,6	273,4	572,8	455,3		

[Source : Station pluviométrique de Ben Daoud (150402)]

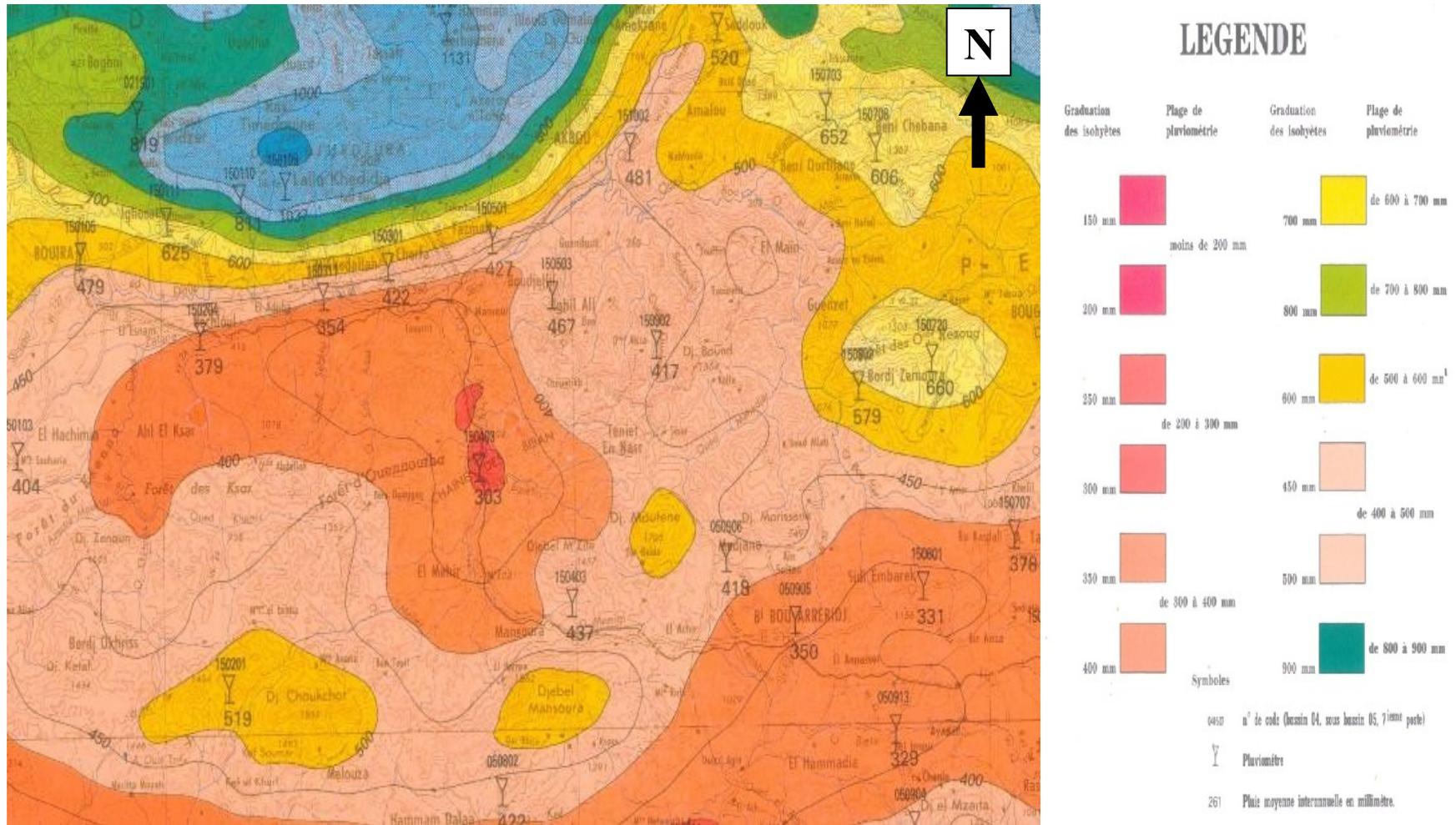
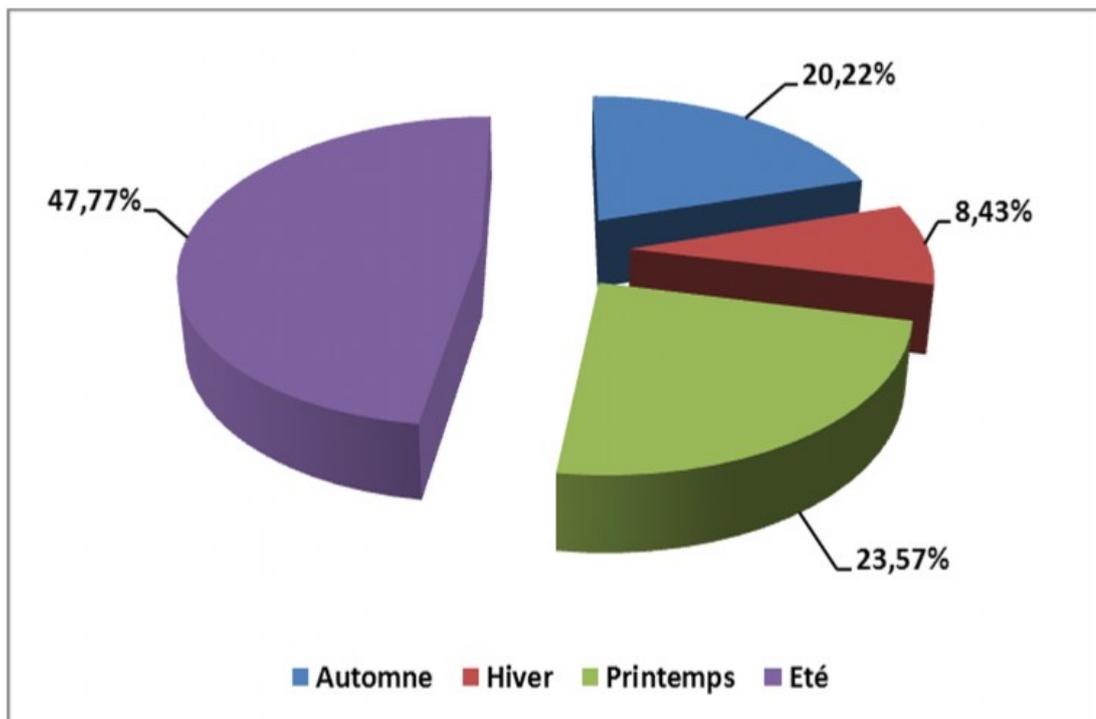


Figure I.2 : Carte N°03 pluviométrique de la région de Bordj Bou Arreridj

d) L'Evaporation

Selon la station météorologique de Bordj Bou Arreridj on a :

- Le mois de juillet est le mois pour lequel on enregistre l'évaporation la plus élevée de l'année, soit 282,17 mm tandis que le mois de décembre est le mois où l'on enregistre l'évaporation la plus basse, soit 35,33mm ;
- La saison d'été est la saison où l'on enregistre le maximum d'évaporation. Cette saison représente 47,77% du total annuel;
- Le printemps occupe la deuxième position avec 23,58% du total annuel. Néanmoins, l'écart de l'évaporation entre l'été et le printemps est de 50,64%. A elles seules, ces deux saisons représentent 71,34% du total annuel;
- La saison automnale cumule une évaporation de 400,83 mm. L'écart par rapport aux saisons d'été et de printemps est respectivement de 57,67% et 14,24%;
- L'hiver est la saison où l'on relève le mois d'évaporation le plus faible. Elle représente 8,44% du total annuel. L'écart pluviométrique par rapport aux saisons d'été, de printemps et d'automne est respectivement de 82,33%, 64,20% et 58,25%.



[Source : Station météorologique de Bordj Bou Arreridj]

Figure I.3 : Répartition saisonnière de l'évaporation

I .5. La sismicité

Le zonage sismique du territoire Algérien élaboré par le CRAAG, montre que la bande tellienne notamment dans sa frange littorale est soumise au degré d'aléa sismique le plus élevé.

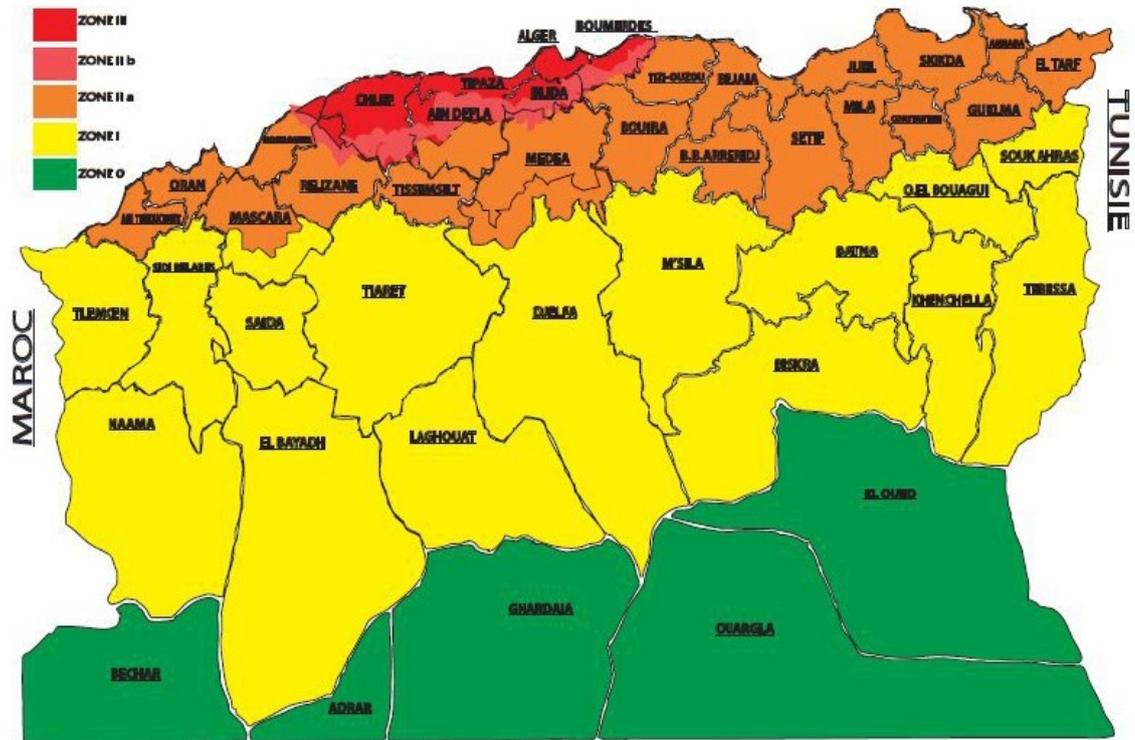


Figure I.4: Carte (N° 6) de zonage sismique du territoire national et localisation de la région d'étude

L'Algérie est découpée en quatre zones séismiques. D'après cette carte on peut conclure que la wilaya de Bordj Bou Arreridj est classifiée dans la zone sismique **IIa** (addenda 2003 au RPA 99). Elle est caractérisée par une sismicité moyenne.

I.6. Ressources en eaux superficielles et profondes

Le manque d'eau potable est devenu un problème lié aux sécheresses des ressources profondes (forages) et superficielles. Ce dernier a engendré des confusions entre les habitants de la population de la commune d'EL M'HIR Ouest de la capitale de l'Etat de BORDJ BOU ARRERIDJ. La tâche de fournir de l'eau aux habitants de cette commune, à partir du barrage TILSDIT de l'Etat de BOUIRA, devient un rêve qu'ils souhaitent atteindre, en dépit des promesses répétées depuis 10 ans.

Face à cette population, la situation des étudiants et les autorités locales, la nécessité d'intervenir et de trouver des solutions à ce problème dont ils souffrent: un déficit important dans la fourniture de cette substance vitale, où les interruptions en cours depuis plus de 15

jours, ce qui les obligent à aller chercher le précieux liquide chez des zones voisines, ou acheter des réservoirs d'eau, qui va coûter entre 750 et 800 dinars.

Cette pénurie d'eau s'aggrave avec l'altération de la ressource souterraine, qui se contamina par de l'argile d'où un problème de consommation d'eau potable.

Lors de notre rencontre avec le maire adjoint de EL M'HIR, celui ci a souligné que la population était mal alimentée du fait de l'absence d'une eau conventionnelle et dans les normes dictées dans le journal officiel. [1]

Pour ces raisons nous serons contraints de faire un transfert d'eau à partir du barrage de Tilsdit (w. BOUIRA) contenant un volume annuel régularisé de la retenue de Tilsdit est de 65hm^3 . Avec le transfert des apports de l'oued Berd et Barbar, le volume annuel régularisé sera de $77\text{hm}^3/\text{an}$. Si on ajoute les apports de l'oued Zaïane, le volume régularisé annuellement sera d'environ 100hm^3 . A cela, on peut ajouter le surplus de Tichy Haf qui sera dévié en hiver vers le barrage de Tilsdit. La station de traitement à proximité du barrage de Tilsdit a une capacité de 71 200 m³/j.

La nappe alluviale de la vallée de Sahel possède une recharge moyenne annuelle, de l'ordre de 9.5hm^3 , équivalente à la réserve régulatrice moyenne. Une étude détaillée sur les potentialités effectives et réelles de la nappe de la vallée de l'oued Sahel doit être réalisée pour déterminer les eaux souterraines exploitables sans risque d'épuisement des réserves.

La source «Anser Aberkane» dénommée «Tala Rana», ayant son point de résurgence à une altitude de 1200m est située sur le versant sud de la chaîne des montagnes kabyles, dans la commune de Saharidj. Dans la haute saison pluviale, entre novembre et avril, le débit de cette source tourne autour de 170 litres par seconde. En saison sèche, le débit ne régresse que de quelques litres. La résurgence de Anser Aberkane alimente une grande partie des villages de la daïra de M'Chedallah situés en aval.

Le périmètre d'étude de la daïra de Mansoura est circonscrit dans les terrains peu ou faiblement aquifères. Ce sont des terrains à perméabilité de fissure. Ces terrains présentent des réserves en eau limitées.

Conclusion

L'aire de l'étude compte cinq communes de la daïra de MANSOURAH (OULED SIDI BRAHIM, BEN DAOUD, HERRAZA, EL-MHIR ET MANSOURA) qui appartiennent à l'étage bioclimatique semi-aride qui est caractérisée par un climat à hiver tempéré.

Elle est située dans la zone sismique **IIa**, elle est caractérisée par une sismicité moyenne.

La pluie annuelle moyenne dans la région d'étude est comprise entre 300 et 500 mm.

La répartition saisonnière des précipitations est quasi-régulière en automne, au printemps et en hiver. En été, les pluies sont faibles.

La période sèche pour les communes d'El Mehir, de Mansoura et d'Ouled Sidi Brahim s'étale de mi-mai au mois de à septembre, soit sur quatre mois et demi de l'année. Par conséquent la période humide est circonscrite entre le mois d'octobre et le mois de mai.

Les habitants de cette daïra connaissent un problème dans la quantité et la qualité d'eau et nécessitent un transfert d'eau qui doit combler ce déficit.

Chapitre II

Présentation de l'avant projet détaillé projeté

Introduction

Notre projet consiste à l'alimentation en eau potable des communes de Ouled Sidi Brahim, El Mhir, Mansoura, Ben Daoud et Harraza daïra de Mansoura wilaya de Bordj Bou Arreridj ; notre APD commence du barrage du Tilesdit jusqu'à la station de pompage N°4 (SP4) avec un débit de 430 l/s et à partir de cette station notre étude va continuer jusqu'au le réservoir R25 situé dans la commune de Mansoura.

Ce système de transfert pour l'horizon 2041 est constitué de :

- 12 Stations de pompage,
- 13 réservoirs de distribution de capacité de 27 500 m³,
- 100 km d'adduction.

II.1. Tronçon principal : station de pompage d'El Feth – Réservoir Ouled Sidi Brahim

(Tronçon: SP4 – R13)

L'écoulement dans ce tronçon se fait à l'aide de deux (02) stations de pompage (SP4 et SP5) pour une hauteur manométrique totale HMT=310 m sur un linéaire de 6 894 ml et un diamètre de 700 mm, il va avec un volume journalier de 37 224 m³/j par refoulement de la station de pompage projetée à El Feth (SP4) jusqu'à un réservoir projeté dans la localité de Tizi Kachouchen R12. Ce réservoir permettra d'assurer le stockage des besoins en eau de la localité de Tizi Kachouchen et servira de réservoir de mise en charge pour atteindre la SP5. Ensuite l'écoulement se fait par gravité à partir de ce réservoir jusqu'à la station de pompage SP5 projetée dans la localité d'Ouled Sidi Brahim. Cette dernière refoule sur une distance de 1 720 m vers le réservoir de mise en charge projetée à Ouled Sidi Brahim. Le réservoir d'Ouled Sidi Brahim permettra d'assurer le stockage des besoins de la localité d'Ouled Sidi Brahim.

Le tracé longe la route reliant El Feth à Ouled Sidi Brahim jusqu'à la traversée de l'auto route Est – Ouest. A partir de la traversée le tracé longe l'oued en vue d'éviter les encombrements de la localité d'Ouled Sidi Brahim pour atteindre le nouveau réservoir projeté.

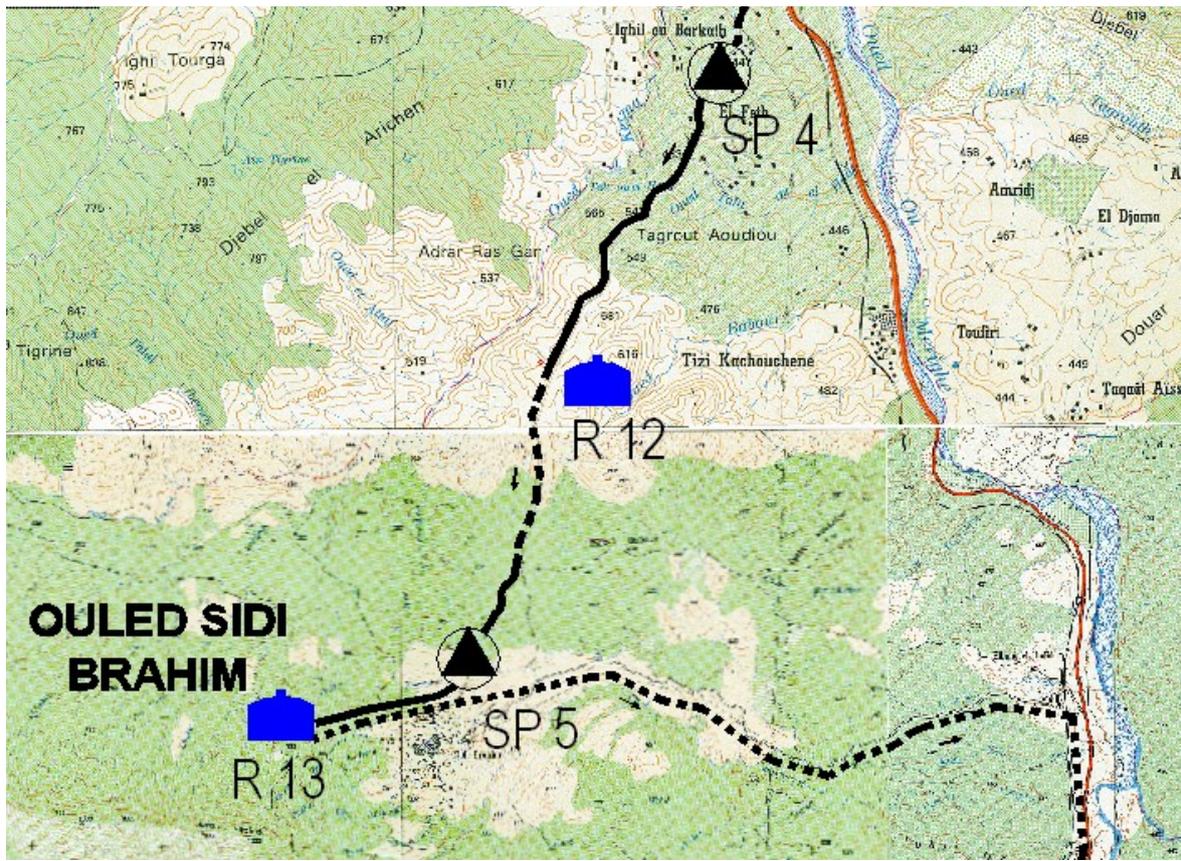


Figure II.1 : Tracé au niveau des localités d'El Feth, Tizi Kachouchen et Ouled Sidi Brahim

Source : Entreprise AMANHYD

II.2 Tronçon principal : Réservoir d'Ouled Sidi Brahim - Station de pompage El M'hir

(Tronçon : R13_SP6)

Pour atteindre les autres localités de la Daïra de Mansourah, ce tronçon à écoulement par gravité va du réservoir d'Ouled Sidi Brahim (R13) à la station de pompage d'El M'hir (SP6) avec un linéaire total de 16 674 ml et un diamètre de 700 mm. Le tracé suit la rive droite de Chabet Tazertout, traverse la route reliant la localité d'Ouled Sidi Brahim à la R.N N°5, passe au dessous du viaduc, longe la route, arrivant à un point de ramification Y2 la traverse encore une fois ensuite la longe jusqu'à la RN N°5.

Le tronçon comporte les éléments suivants :

- Traversée de la route reliant Ouled Sidi Brahim à El Feth,
- Traversée de la route reliant Ouled Sidi Brahim à la RN N°05,
- Traversée de l'oued Guergour,

- Traversée de la route reliant Ouled Sidi Brahim à la RN N°05,
- Franchissement du Chemin de fer,
- Deux traversées de l'oued Chebba,
- Deux traversées au niveau de la RN N°05,

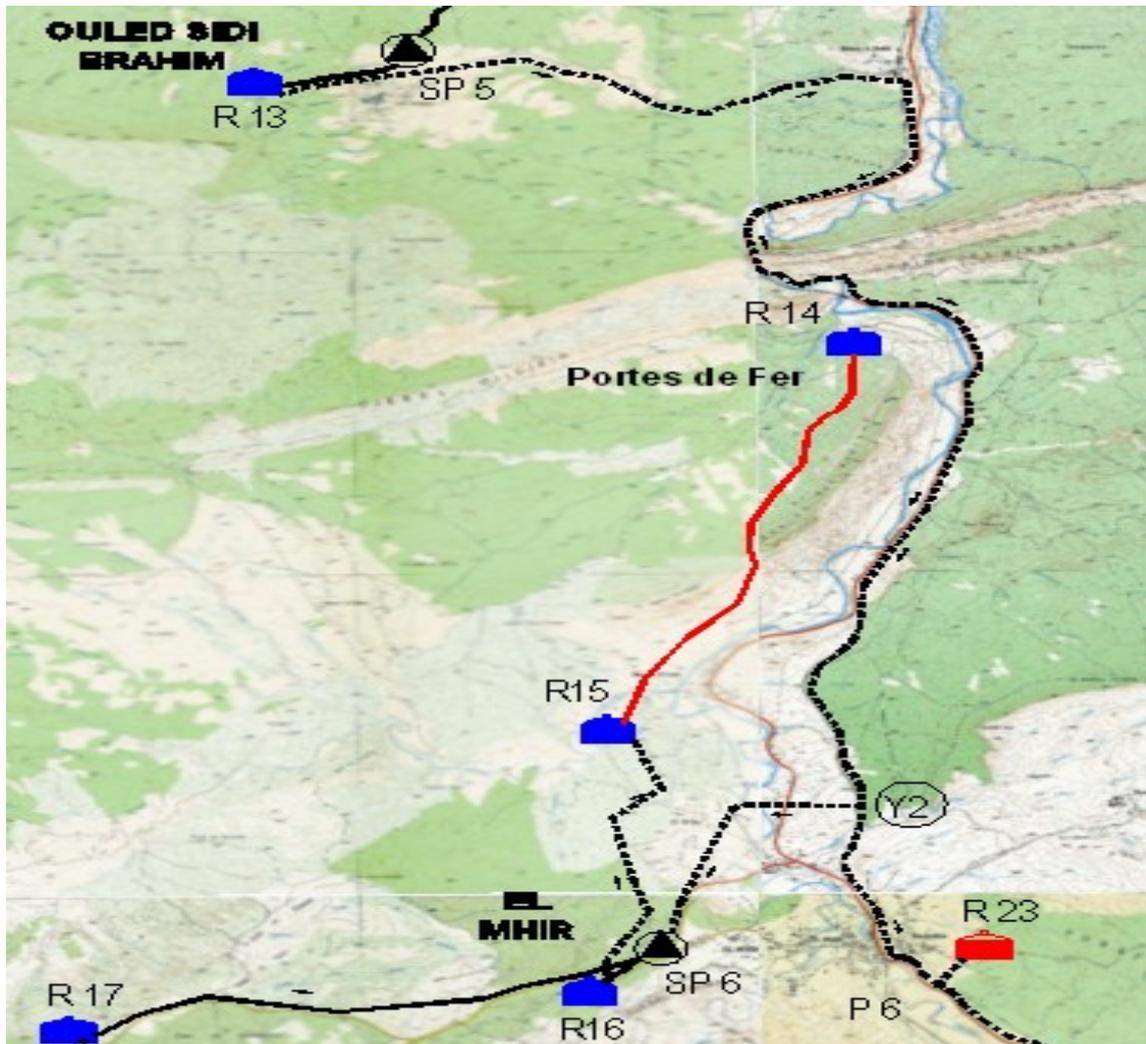


Figure II.2 : Tracé au niveau des localités d'Ouled Sidi Brahim, portes de fer Arigbet Maiza et El M'Hir

Source : Entreprise AMANHYD

II.3. Tronçon : Station de pompage El M'Hir – Réservoir Tampon – Station de pompage vers Hanana et Ben Daoud

Cette partie du tracé comporte un tronçon à écoulement par refoulement et deux tronçons à écoulement par gravité.

II.3.1. Tronçon principal Station de pompage El M'Hir – Réservoir Tampon

(Tronçon: SP6- R17)

Allant avec un volume de $11\,736\text{ m}^3/\text{j}$ de la station de pompage d'El M'hir (SP6) à une HMT=170 m au réservoir Tampon (R17) avec un linéaire de 5 335 ml et un diamètre de 400 mm, le tracé longe le chemin de wilaya N°41.

A part la traversée d'un affluent de l'oued Chebba, aucune singularité d'ordre significative n'a été enregistrée.

II.3.2. Réservoir Tampon – Station de pompage vers Hanana et Ben Daoud

(Tronçon: R17 – SP7)

Le tracé va par gravité du réservoir de mise en charge (R17) jusqu'à la station de pompage refoulant vers Hanana et Ben Daoud. Le tracé suit le chemin de Wilaya à un linéaire de 5 723 ml avec un diamètre de 400 mm. Il est constitué des éléments suivants :

- Le tracé longe le chemin de wilaya N°41,
- Un piquage sur la conduite principale vers Fedhala et Herraça,

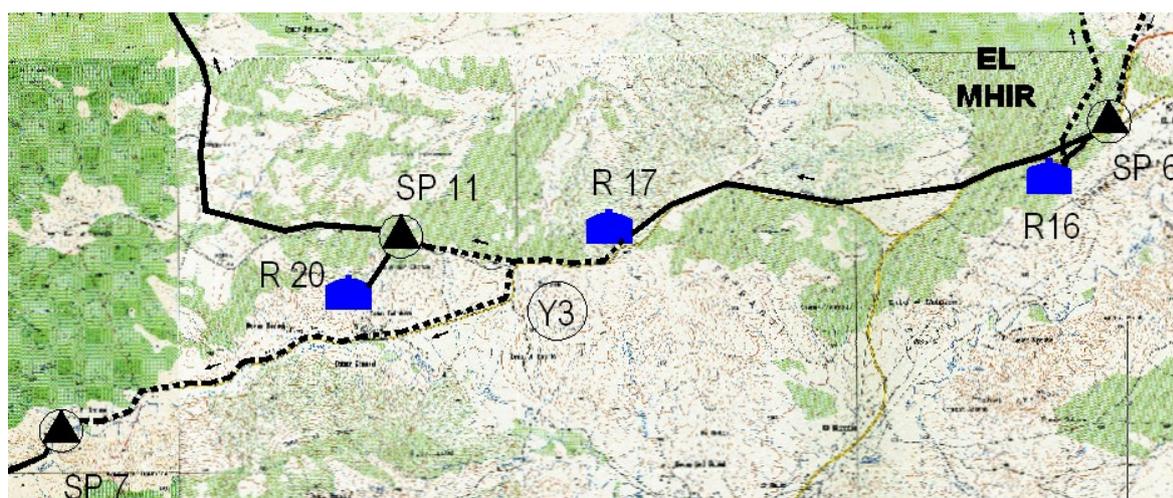


Figure II.3 : Tracé au niveau des localités d'El M'Hir et Belmziti

Source : Entreprise AMANHYD

II.3.3. Tronçon principal Station de pompage vers Hanana et Ben Daoud– Réservoir Hanana

(Tronçon: SP7 – R18)

Le tracé lie la station de pompage refoulant à l'aide de deux stations de reprise (SP8 et SP9) pour éviter des HMT élevées (735 m) vers Hanana et Bendaoud et le nouveau réservoir de Hanana (R18) sur une longueur de 8 861 ml, un diamètre de 300 mm et un volume de $6\,624\text{ m}^3/\text{j}$. Le tronçon est constitué des éléments suivants :

- Le tracé longe la route reliant Hanana à El M'hir,

- Traversée d'un affluent de l'oued Ben Daoud,
- Traversée de l'Oued El Bor,

II.3.4. Station de pompage vers Hanana et Ben Daoud – Réservoir Ben Daoud

(Tronçon: SP7 – R19)

Pour alimenter la localité de Ben Daoued avec un volume de 576 m³/j et une HMT totale égale à 420 m un deuxième refoulement se fait à partir de la station de pompage (SP7) sur une longueur de 6 475 ml de 100 mm du diamètre. Le tracé longe la route. Une station de pompage (SP10) est prévue sur ce tronçon pour éviter des pressions élevées.

Deux traversées sur l'oued Ben Daoud sont prévues sur ce tronçon.

Le tracé au niveau de la localité de Bendaoued et Hanana est présenté dans la figure suivante :

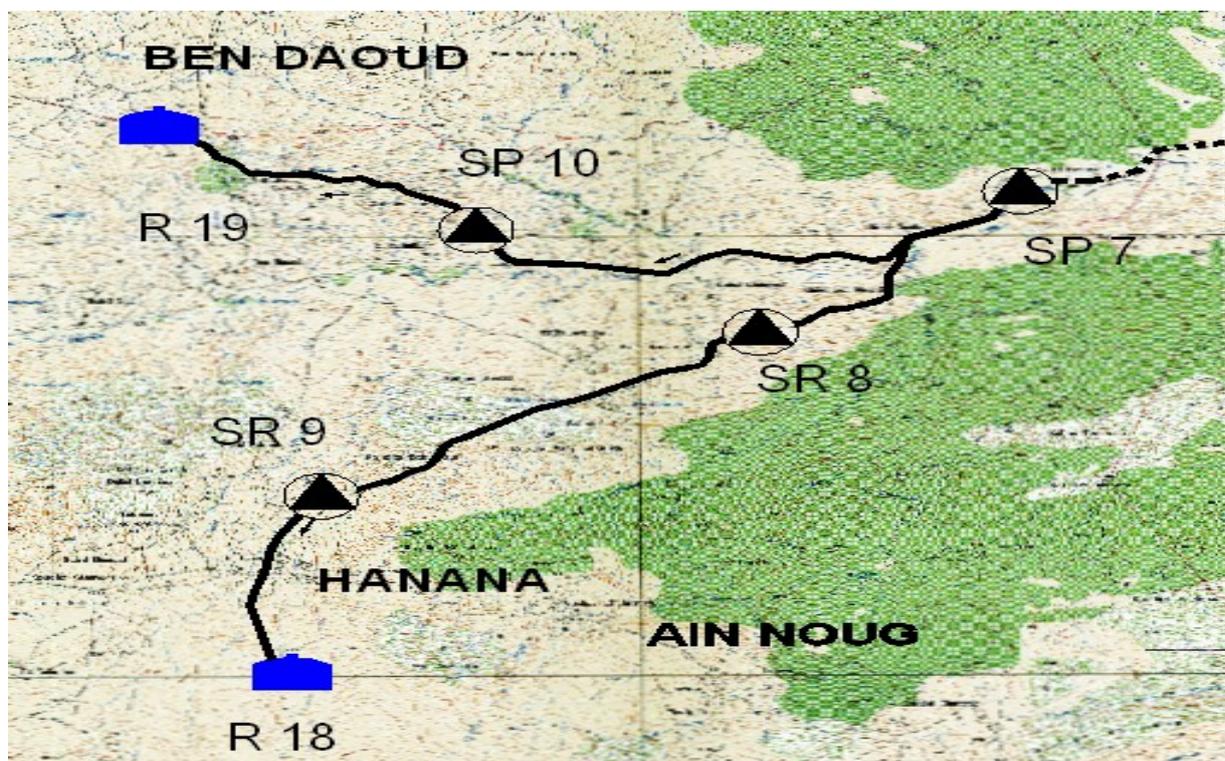


Figure II.4 : Tracé au niveau des localités de Ben Daoud et Hanana

Source : Entreprise AMANHYD

II.4. Ramification Herraза– Réservoir Fedhala – Réservoir Herraза

(Tronçon: Y3 - SP11 - R21 - R22)

A partir du réservoir de mise en charge (R17), l'écoulement se fait par gravité sur 2 542 ml jusqu'à la station de pompage (SP11). Un refoulement vers le réservoir d'Ouled Belmziti

(R20) est prévu à partir de cette station de pompage. Pour l'alimentation de Harraza et Fedhala deux (02) stations de reprise (SR12 et SR13) sont prévues sur cette partie pour une HMT totale de 690 m.

Il est constitué des tronçons suivants :

Le tracé longe la route reliant la localité de Fedhala à El M'hir,

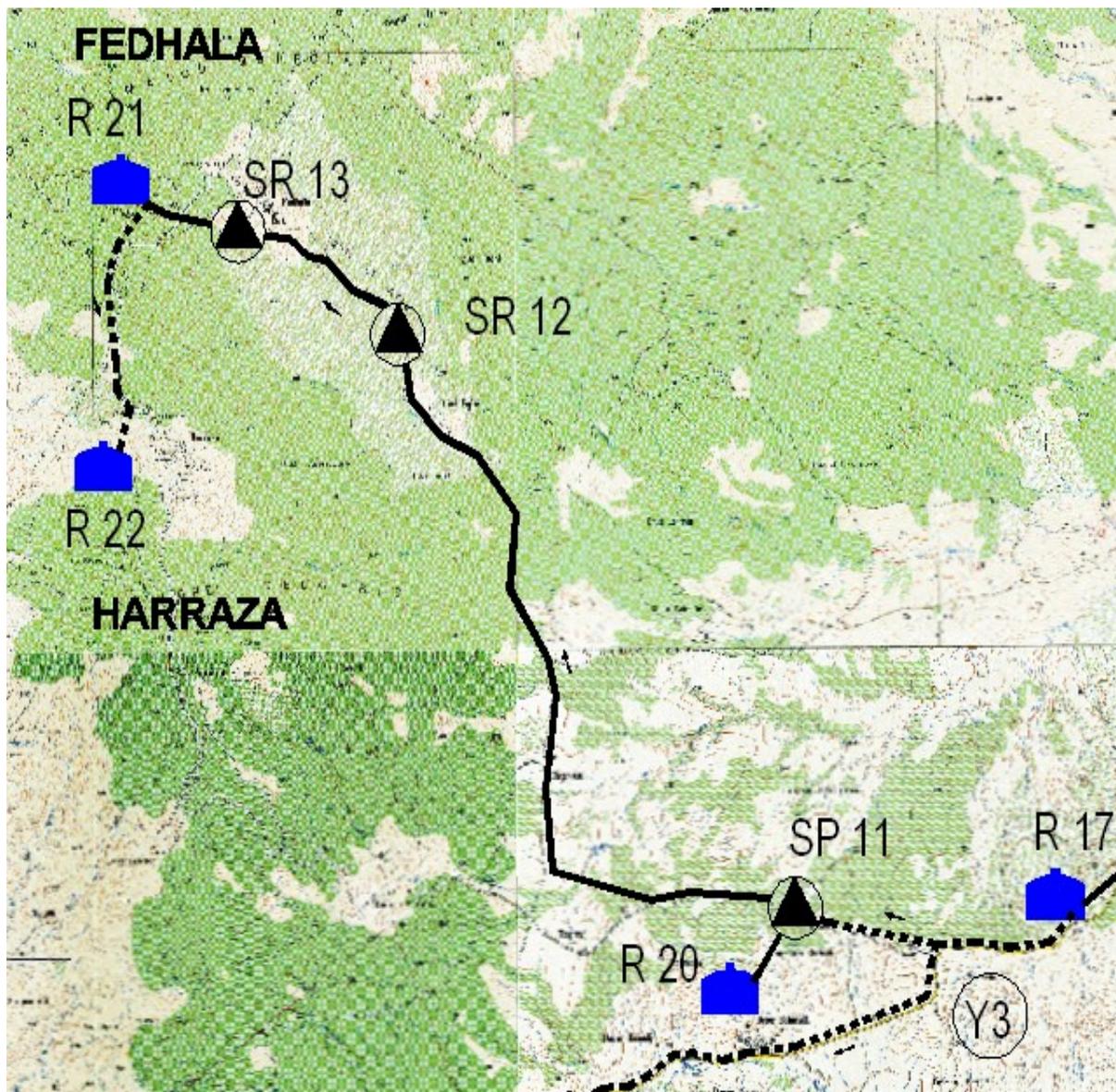


Figure II.5 : Tracé au niveau des localités de Fedhala et Herraza

Source : Entreprise AMANHYD

II.5. Ramification El M'Hir – Réservoir Mansoura

(Tronçon: Y2 – R25)

L'écoulement se fait par gravité sur une longueur de 5772 ml avec un diamètre de 400 mm jusqu'à la station de pompage refoulant vers Mansourah (SP14). Pour éviter des HMT élevée (HMT totale= 385 m), une station de pompage est prévue sur le tronçon reliant la SP 14 au réservoir terminal de Mansoura R25.

Le tracé à un linéaire de 13 884 ml longe la RN.N°5 sur une grande partie du tronçon. Il est constitué des éléments suivants :

- La traversée de chemin de fer,
- La traversée de la route nationale N°05.

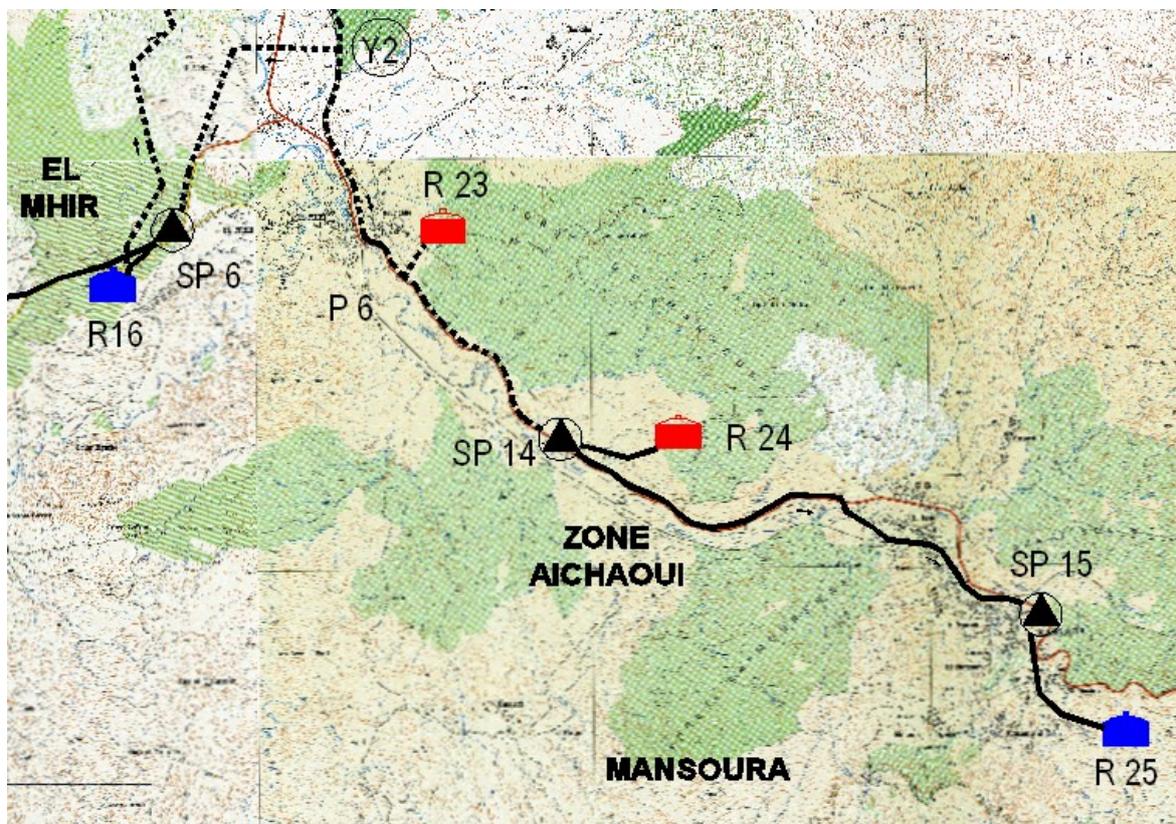


Figure II.6 : Tracé au niveau des localités de Mansoura

Source : Entreprise AMANHYD

II.5.1. Point de Desserte Boudjebha – réservoir Boudjebha

(Tronçon: P6 – R23)

L'écoulement est gravitaire sur 440 ml avec une conduite de 125 mm jusqu'au réservoir existant de Boudjebha. Aucune singularité d'ordre significative n'a été enregistrée.

II.5.2. Station de pompage Mansoura – réservoir Aichaoui

(Tronçon: SP14 – R24)

L'écoulement se fait par refoulement à partir de la SP14 sur 761 ml avec un diamètre de 125 mm, un volume de 792 m³/j et une HMT de 56 m jusqu'au réservoir R24. Le tracé est constitué des éléments suivants :

- Traversée de la route,
- Traversée d'un affluent de l'oued Chebba.

Les tableaux ci-dessous présentent la somme des tableaux et des stations de pompes utilisés pour ce projet ;

Tableau II.1: Tableau récapitulatif des réservoirs

RESERVOIR	Wilaya BBA	HORIZON 2020	HORIZON 2030	HORIZON 2041	Somme
R12	TIZI KACHOUCHEN	2500 m ³			2500 m ³
R13	OULED SIDI BRAHIM	3000 m ³			3000 m ³
R14	Complexe porte de fer	500 m ³			500 m ³
R15	Arigbet Maiza	500 m ³		500 m ³	1000 m ³
R16	El Mhir	2000 m ³	1500 m ³	2000 m ³	5500 m ³
R17	EL MHIR	500 m ³			500 m ³
R18	Hanana	1000 m ³	1000 m ³	1500 m ³	3500 m ³
R19	Ben Daoued Souk	500 m ³			500 m ³
R20	Ouled Belmziti	500 m ³			500 m ³
R21	Fedhala	1000 m ³	500 m ³	500 m ³	2000 m ³
R22	Herraza	1000 m ³			1000 m ³
R23	Boudjebha			500 m ³	500 m ³
R25	Mansoura	2500 m ³	1500 m ³	2500 m ³	6500 m ³
			CAPACITE TOTAL		27 500 m³

Tableau II.2: Tableau récapitulatif des stations de pompes et bâches

N°	SP	Refoulement vers	Cr (m)	CP (m)	Q (l/s)	HMT (m)	Dimension	Bâche d'aspiration
1	SP4 El Feth	R12 (Tizi kachouchen)	451	449	517	170	17 x 15 m	2000
2	SP5	R13 (Ouled Brahim)	570,04	568,54	509	140	17 x 15 m	2000
3	SP6 El M'hir	R17 (El M'Hir)	623,82	622,32	163	220	22 x 11 m	1000
		R16 (El M'hir)	623,82	622,32	153	85		
4	SP7 Belmziti	SP10: SP' vers Ben Daoud	759,43	757,93	8	220	18 x 11 m	2 x 150

		SR8: SP' vers hanana			92	245		
5	SP 8	SP 9	961,8	960,5	92	245	12 x 11 m	2 x 150
6	SP 9	R 18 (Hanana)	1166	1164,5	92	245	12 x 11 m	2 x 150
7	SP10	R19 (Bendaoued)	880,25	878,75	8	200	11 x 11 m	1 x 50
8	SP11	R20 (Belmziti)	768	766,37	8,4	35	15 x 11 m	2 x 100
		SP12			54	230		
9	SP 12	SP 13	924	922,5	54	230	11 x 11 m	2 x 100
10	SP 13	R 21 (Fedhala)	1140,25	1138,75	54	230	11 x 11 m	2 x 100
11	SP 14	SP 15	611,42	609,92	152	160	21 x 11 m	2 x 300
		R24 (Aichaoui)	611,42	609,92	11	56		
12	SP15	R 25 (Mansoura)	725	723,5	152	225	14 x 11 m	2 x 300

On peut représenter ce projet dans le schéma descriptif suivant

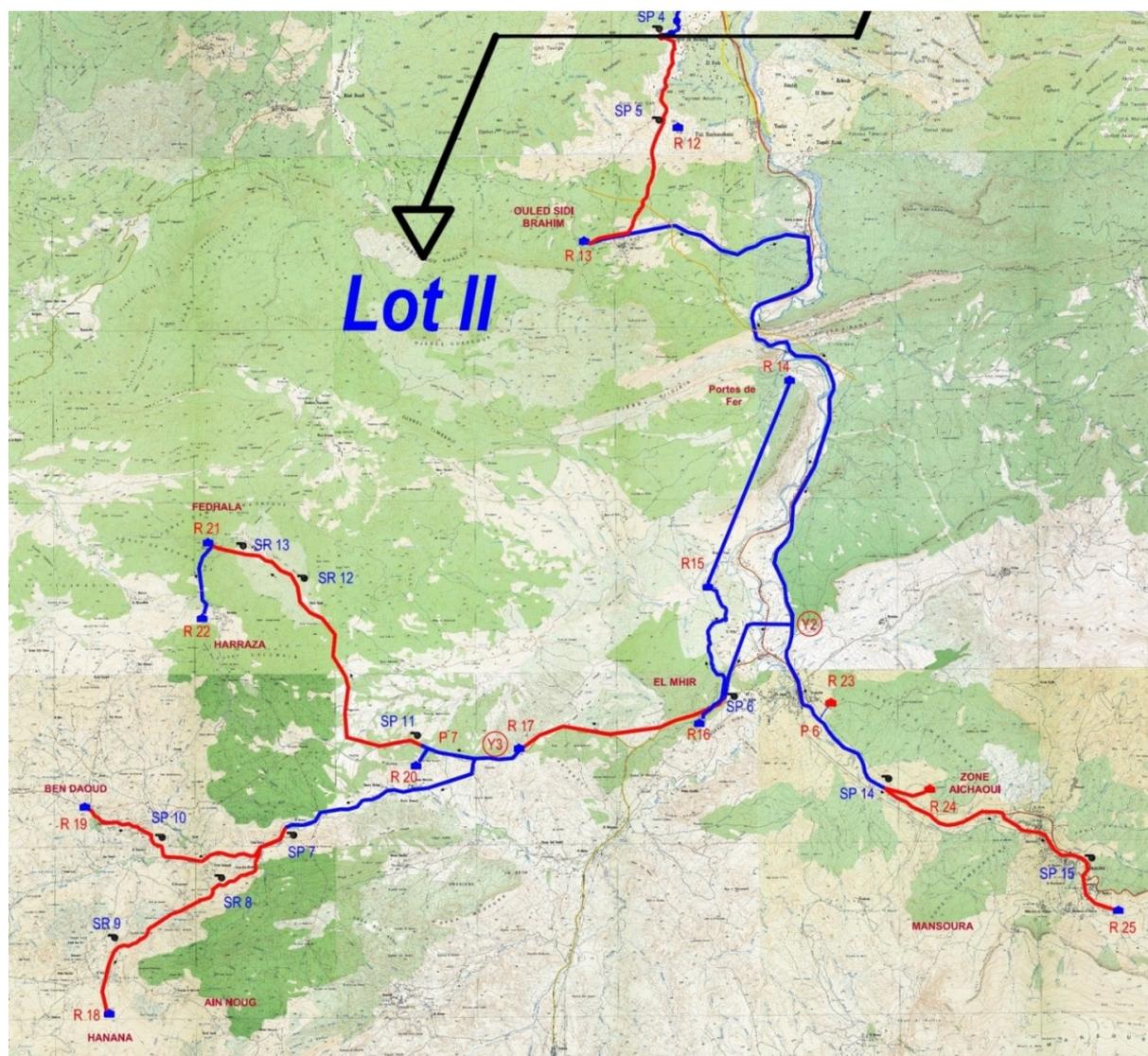


Figure II.7 : Schémas descriptif du projet

Source : Entreprise AMANHYD

A partir de ce schéma on peut conclure le schéma vertical suivant ;

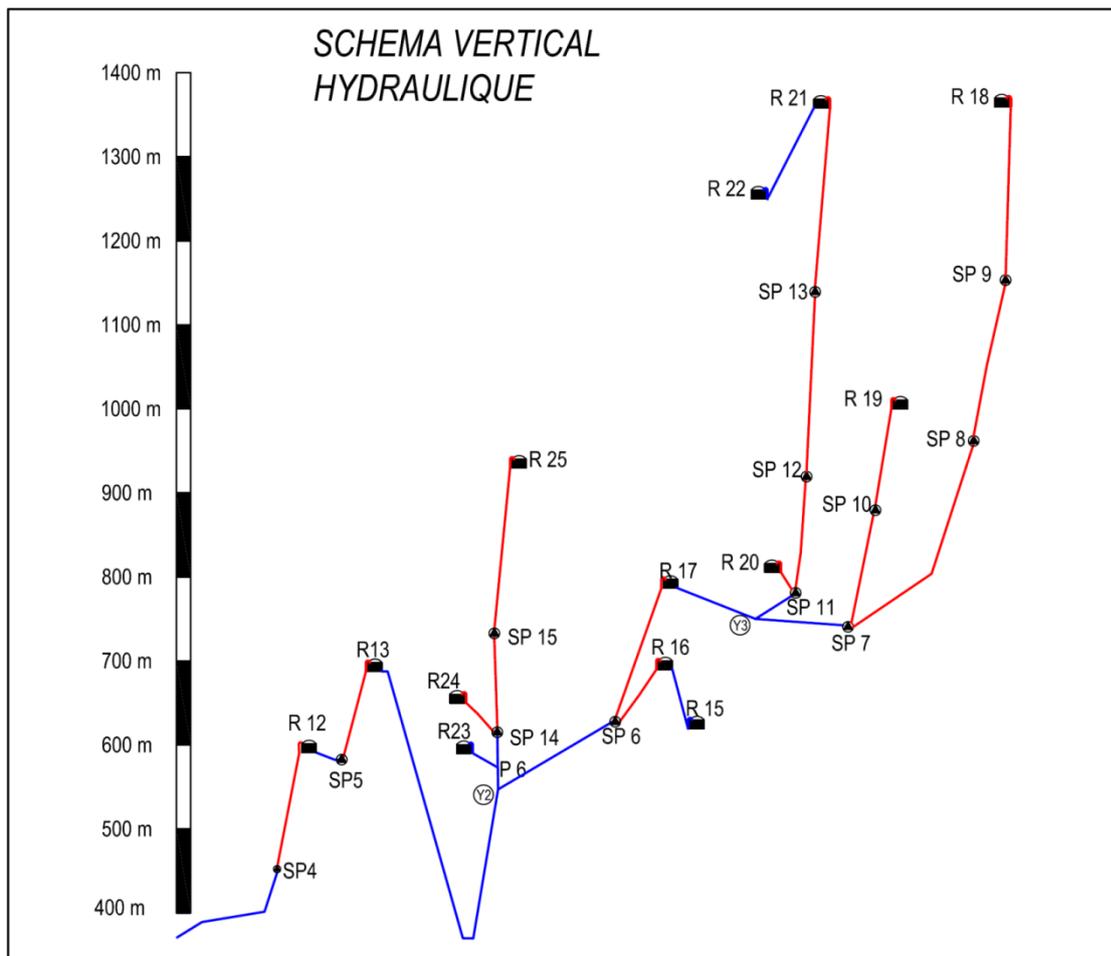


Figure II .8 : Schémas vertical du projet

Conclusion

Le tracé obtenu a un linéaire total d'environ 96 555 ml, Vu le relief accidenté dans certaines localités, des stations de reprise doivent être projetées, notamment là où la hauteur manométrique totale dépasse les 250 m. L'alimentation se fait à l'aide de 12 stations de pompage et 12 réservoirs et une gamme de diamètre varie de 100 jusqu'à 700 mm.

Chapitre III

Analyse et critique du système existant et proposition de la variante améliorée

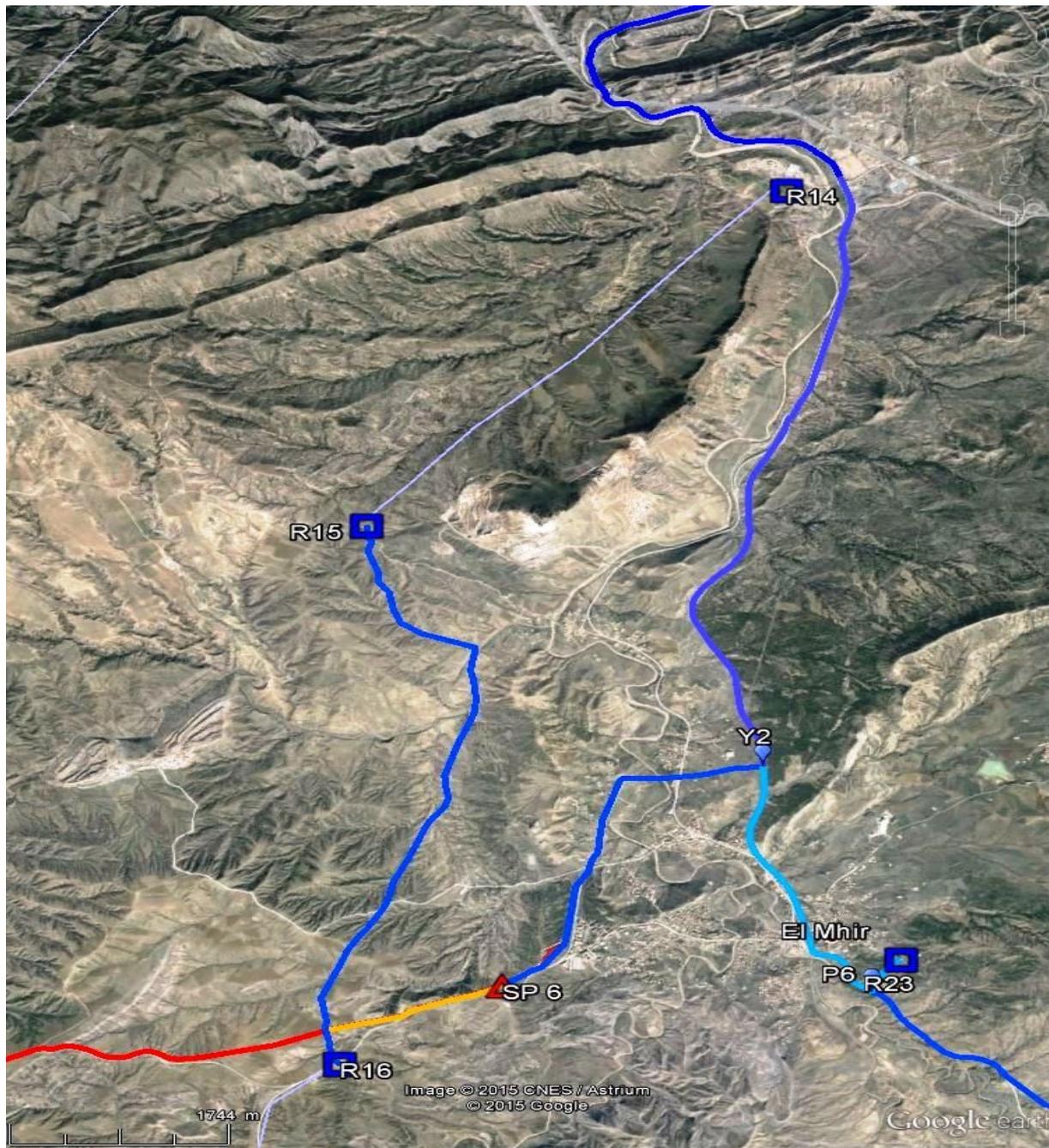
Introduction

Notre chapitre consiste à procéder à l'analyse et la critique de l'étude de l'A.P.D avec identification des anomalies sur le réseau projeté en comparant avec une variante proposée.

III.1. Critique et proposition du système d'alimentation en eau potable d'El Mhir

On remarque dans l'APD que le réservoir R14 est alimenté par le réservoir R15 alors qu'il est à 150 ml de la conduite DN 700 Acier donc il est plus logique de l'alimenté directement par un piquage avec une conduite DN 160 PEHD PN 20.

Pour combler les besoins des habitants d'Arigbet Maiza on va alimenter le réservoir R15 directement par un piquage en DN 200 PEHD PN 16 d'un linéaire de 1500 ml au lieu de l'alimenter par une conduite 160 PEHD PN 16 et 125 Acier PN 25 d'un linéaire total 6800 ml.



Source: [image Google Earth]

Figure III.1: Variante APD pour l'alimentation du réservoir de la commune d'El Mhir

A partir de point de ramification Y2 on va alimenter deux parties la première est gravitaire utilisées pour l'alimentation de la bache de la station de pompage d'El Mhir (SP6) par une conduite DN 600 Acier et l'autre vers la commune de Mansoura.



Source: [image Google Earth]

Figure III.2. Variante proposée pour l'alimentation du réservoir de la commune d'El Mhir

III.2. Critique et proposition du système d'alimentation en eau potable de Mansoura

Le réservoir R24 est à la cote de 646 m NGA au lieu de l'alimenter par un refoulement à partir de la station de pompage SP14 on l'alimente par gravité à partir d'un piquage sur la conduite DN 400 Acier PN 25 au point P6 ; le réservoir R24 sera alimenté gravitairement par une conduite DN 110 PEHD PN 10.

Le réservoir R23 est à la cote de 600 m NGA, on n'arrive pas à l'alimenter gravitairement, on va utiliser la station de pompage SP14 qui a une cote de 570 m NGA.



Source: [image Google Earth]

Figure III.3. Variante APD pour l'alimentation du réservoir de la commune de Mansoura R25

La ville de MASOURA sera scindée en deux étages de distribution, Haut et Bas. L'étage Bas, dont les cote ne dépasseront pas les 780 m NGA, représente plus de 70% de la ville, elle sera alimentée directement par la bache de la station SP15.

La station SP15, ne refoulant que 30% du débit d'entrée, refoule un débit de 50 l/s vers le réservoir R25 qui sera calé à la cote de 940 mNGA avec une conduite de 315 PEHD PN 16.

La capacité de stockage du réservoir R25 et la bache de la station de pompage SP15 est de 7000 m³. Vu que la ville de MANSOURA sera scindée en deux étages de distribution Haut et Bas, La partie haute recevra un volume de 2000 m³ et la bache de la station de pompage recevra un volume de 5000 m³.

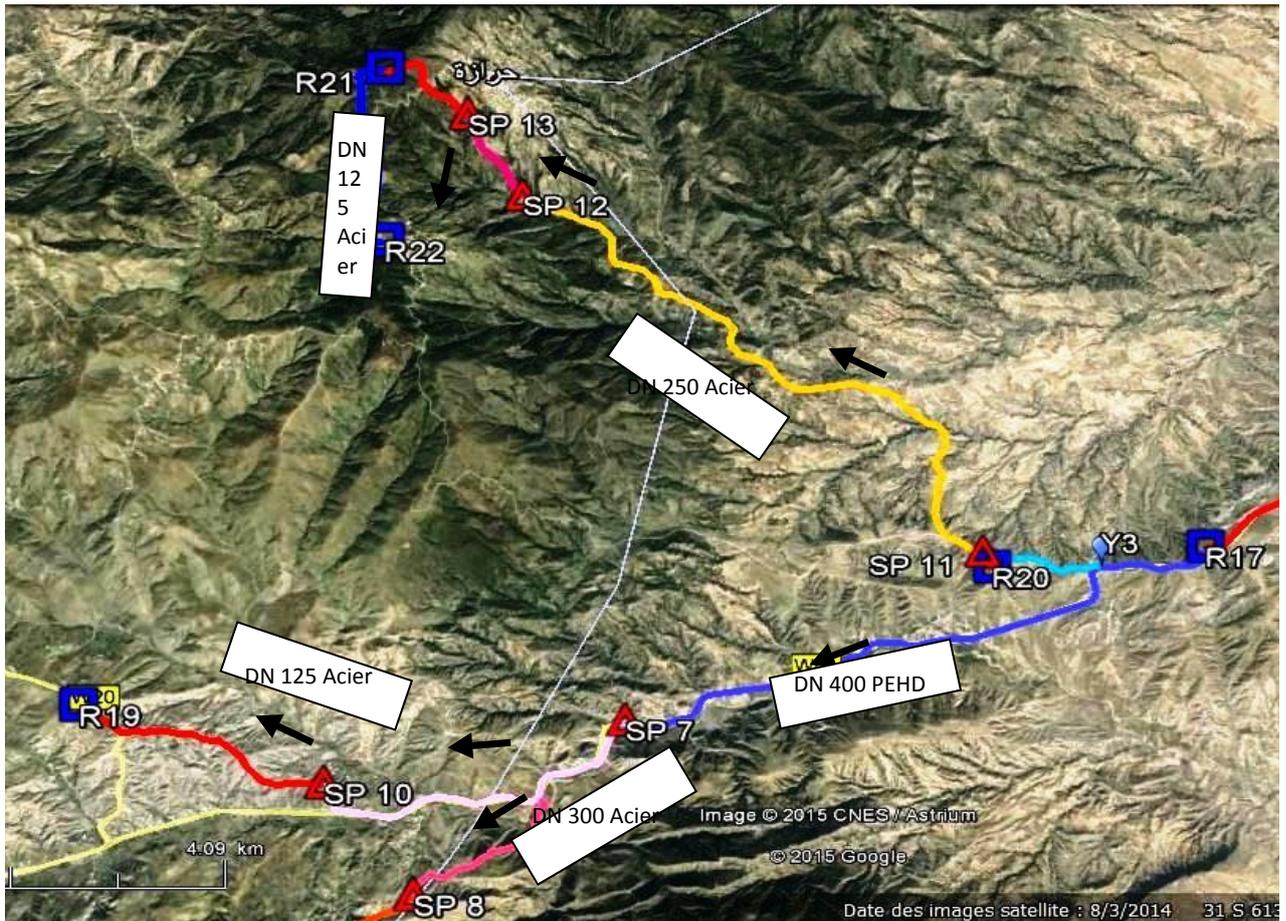


Source: [image Google Earth]

Figure III.4. Variante proposée pour l'alimentation du réservoir de la commune de Mansoura R25.

III.3. Critique du système d'alimentation en eau potable de Harraza et Ben Daoud

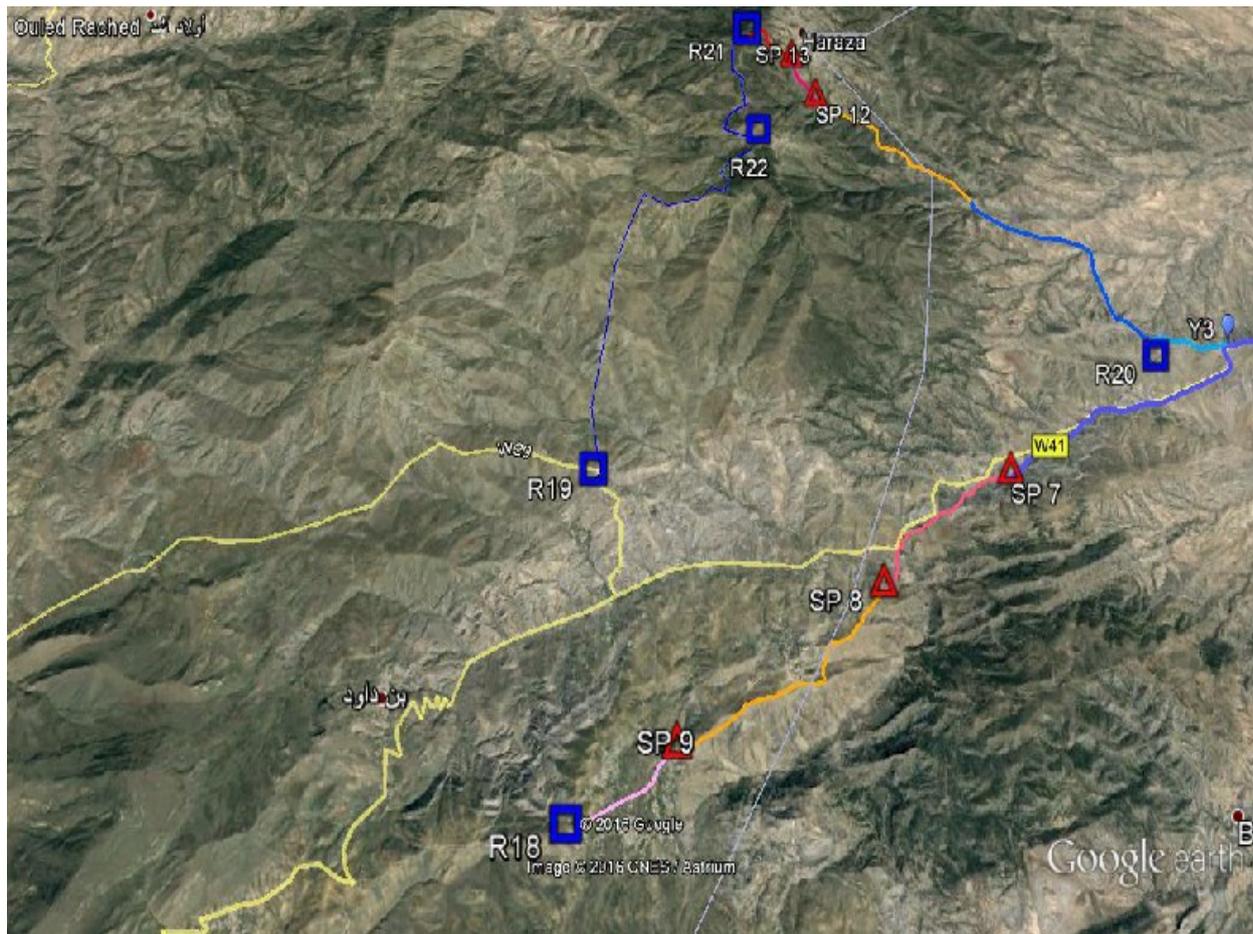
Le réservoir R19 de Ben Daoud Souk ($V = 500 \text{ m}^3$; $CTP = 1010 \text{ m NGA}$) est alimenté par une conduite de diamètre 125 Acier PN 25 d'un linéaire de 6 800 ml à travers deux station de reprise SP7 (Cote axe = 758 mNGA ; $HMT = 220 \text{ mce}$; $Q = 8 \text{ l/s}$) et SP10 (Cote axe = 878 m NGA ; $HMT = 200 \text{ mce}$; $Q = 8 \text{ l/s}$).



Source: [image Google Earth]

Figure III.5. Variante APD pour l'alimentation du réservoir R19 de Ben Daoud Souk

On propose d'alimenter le réservoir R19 de Ben Daoud Souk ($V= 500 \text{ m}^3$; $CTP = 1010 \text{ m NGA}$) gravitairement à partir du réservoir R22 de Harraza ($V= 1000 \text{ m}^3$; $CTP = 1264 \text{ m NGA}$) on introduisant le débit de ce dernier avec les débits de HARRAZA qui été à l'origine 54 l/s soit une augmentation de 15% de vu que c'est le même linéaire et un brise charge intermédiaire à la cote de 1100 m NGA , donc d'une part on économisera sur le Génie civil de la station de pompage de la SP10 et une partie de la SP7 ainsi que les frais d'exploitations de la station SP10, et d'autre part notre tracé évite de longer la route et de traverser sur l'oued Ben Daoud.



Source: [image Google Earth]

Figure III.6. Variante proposée pour l'alimentation du réservoir R19 de Ben Daoud Souk

III.4. Divers

III.4.1. Vidange

La vanne de décharge ou le vidange n'est autre qu'un robinet disposé aux points bas du tracé en vue de la vidange de la conduite. Ce robinet comme toute pièce de ce genre sera posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie. Cet appareil doit toujours être facilement accessible.

Le diamètre choisi dans l'APD des vidange des est sur dimensionnée. Ci-après le tableau des diamètres des vidanges APD ainsi que les diamètres proposés.

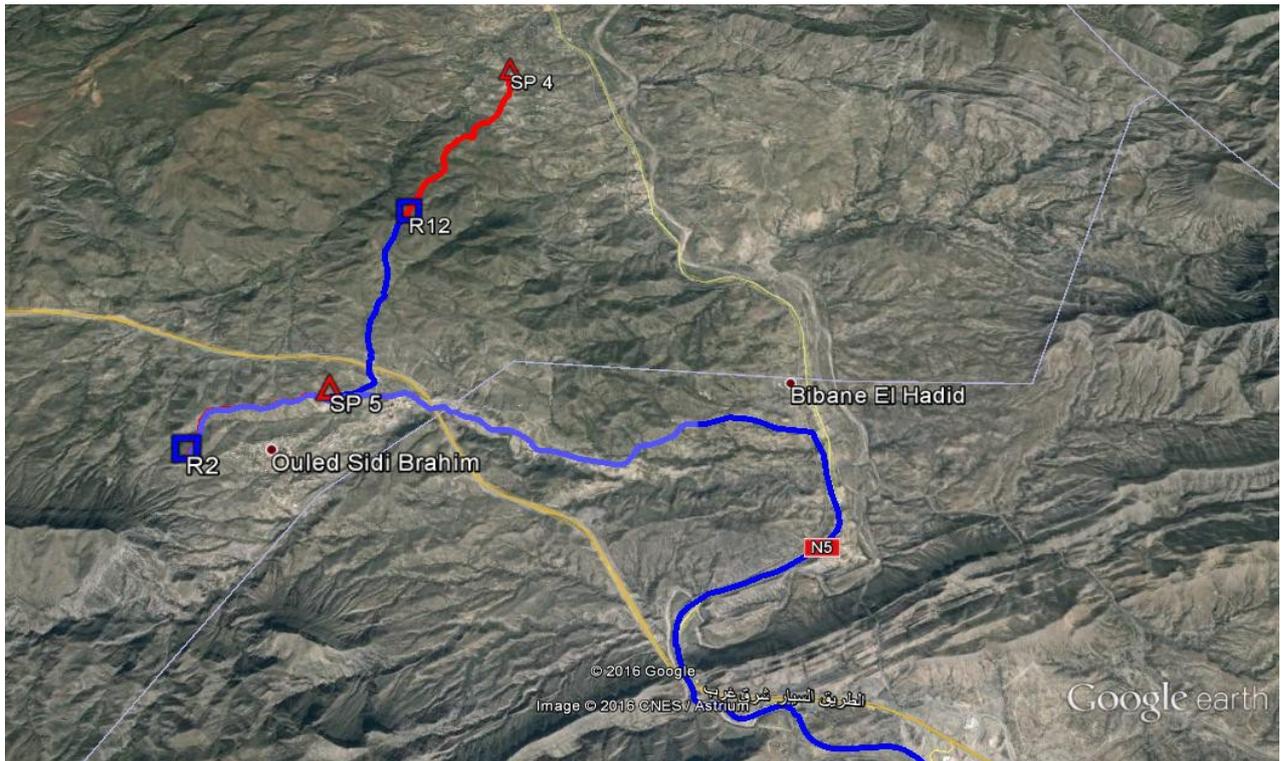
Tableau III.1 : Diamètre des vidanges.

Diamètre de la canalisation	Diamètre de la Vidange dans l'APD	Diamètre de la Vidange Proposée
700 Acier	300	200
600 Acier	200	200
400 Acier ou PEHD	200	100
300 Acier ou PEHD	100	100
250 Acier ou PEHD	100	80
< 250 Acier ou PEHD	80	80

III.4.2. La boucle d'El Bibane

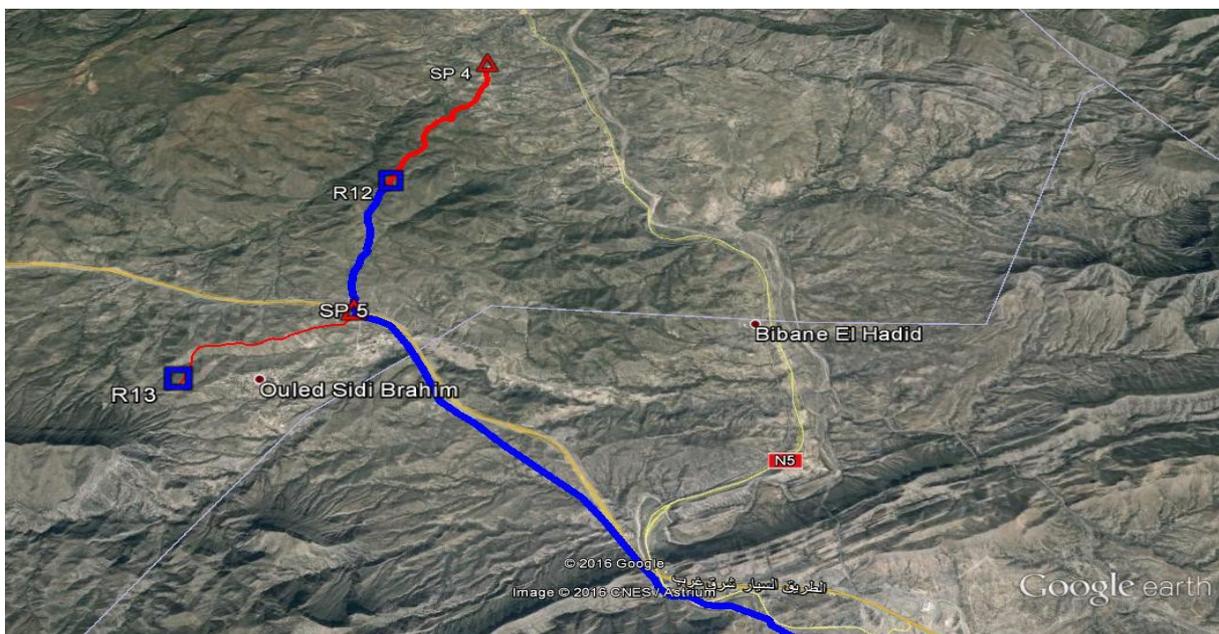
Vue la possibilité d'éviter la boucle d'EL BIBANE ainsi qu'une partie de la conduite PN 40 et ces équipements. Le changement de tracée a été nécessaire en traversant un domaine privé puis forestier d'où un gain de 4700 ml de canalisation en DN 700 Acier PN 40 et ces équipements et éviter les éléments suivants :

- Traversée de la route reliant Ouled Sidi Brahim à El Feth ;
- Traversée de la route reliant Ouled Sidi Brahim à la RN N°05 ;
- Traversée de l'oued Guergour ;
- Traversée de la route reliant Ouled Sidi Brahim à la RN N°05 ;
- Franchissement du Chemin de fer ;
- Traversée de l'oued Chebba ;
- Une traversée au niveau de la RN N°05.



Source: [image Google Earth]

Figure III.7. Variante APD: la boucle de Bibane El Hadid



Source: [image Google Earth]

Figure III.8. La variante proposée la boucle de Bibane El Hadid

III.4.3. Coudes

Les coudes en PEHD sont rament utilisée surtout avec les angles $< 1/16$ donc on gardera que 10% de la quantité marché.

Conclusion

Le suivi des critères techniques et économiques est indispensable pour avoir le meilleur tracé soit d'une distribution ou bien d'un transfert, la négligence l'un de ces critères engendre un problème technique (la distribution d'eau n'est assurée à tout les habitants) ou / et un accroissement du cout.

Chapitre IV Estimation des besoins en eau

Introduction

L'estimation de la quantité d'eau nécessaire à l'agglomération dépend étroitement du développement démographique, de l'amélioration de mode de vie de la population et des infrastructures existantes. Cette estimation est faite en fonction de l'évaluation de la population dans différents horizons.

IV.1. Evaluation de la Population future :

Pour l'estimation de la population future, nous prenons un horizon de 30 ans et nous adopterons des taux d'accroissement en fonction du type d'agglomération. Pour les calculs de la population future nous utiliserons finalement la formule des intérêts composés :

$$P_n = P_0 (1+t)^n \quad (IV.1)$$

Avec :

P_n : est la population à l'horizon 2045.

P_0 : Population actuelle 2008

t : Taux d'accroissement de la population en %

n : Nombre d'années séparant les deux horizons

Selon le dernier recensement général de la population et de l'habitat effectué en 2008, la population de la daïra de Mansourah était de 47 580 habitants.

Tableau IV.1. Taux d'accroissement et population aux différents horizons d'étude des communes de Mansourah, Ouled Sidi Brahim et El M'hir

			2010		2016		2020		2030		2040		2045	
Agglomération	Type	Population RGPH 2008	Taux d'accroi %	Popu Proj 2010	Taux d'accroi %	Popu Proj 2016	Taux d'accroi %	Populat Proj 2020	Taux d'accroi %	Populat Projeté 2030	Taux d'accr %	Popul Proje 2040	Taux d'accr %	Pop Projet 2045
Commune de Mansourah														
Mansourah	A.C.L	14770	2,10%	15397	1,72%	16766	1,73%	18267	1,75%	21712	1,79%	25893	1,82%	30989
Boudjebha	A.S	1682	2,23%	1758	1,82%	1924	1,82%	2106	1,82%	2523	1,85%	3030	1,88%	3648
Boukaba	A.S	874	4,26%	950	3,27%	1116	3,07%	1298	2,76%	1715	2,58%	2222	2,45%	2840
El Hamra	Z.E	379	1,36%	389	1,63%	422	2,00%	466	2,00%	568	2,00%	693	2,00%	844
Mziraa	Z.E	227	1,36%	233	1,63%	253	2,00%	279	2,00%	340	2,00%	415	2,00%	506
Total		17932		18728		20481		22416		26858		32252		38827
Commune d'Ouled Sidi Brahim														
Ouled Sidi Brahim	A.C.L	1541	1,23%	1580	1,25%	1702	1,05%	1774	1,75%	2111	1,50%	2450	1,50%	2487
Tizi Kachouchen	A.S	803	1,63%	816	1,52%	894	1,26%	940	1,89%	1134	1,4%	1304	1,4%	1323
Bibane el hadid	Z.E	137	1,00%	139	1,00%	147	1,00%	152	1,00%	168	1,80%	200	1,80%	204
Total		2481		2535		2744		2867		3412		3954		4014
Commune d'El M'hir														
El M'hir	A.C.L	11090	2,54%	11660	2,05%	12904	2,03%	14269	1,99%	17401	2,00%	21202	2,00%	25835
Selatna	A.S	2091	1,80%	2167	1,49%	2333	1,51%	2515	1,56%	2932	1,62%	3439	1,68%	4057
Ouled Belemziti	A.S	822	4,52%	898	3,45%	1064	3,21%	1246	2,85%	1663	2,65%	2170	2,50%	2788
Lemlez	Z.E	909	1,36%	934	1,63%	1013	2,00%	1118	2,00%	1363	2,00%	1661	2,00%	2025
Total		14912		15659		17314		19148		23359		28472		34705

[Source : O.N.S / Exploitation exhaustive du recensement général de la population et de l'habitat (RGPH 2008)]

Chapitre IV Estimation des besoins en eau | 2015_2016

Tableau IV.2: Taux d'accroissement et population aux différents horizons d'étude des communes de Ben Daoud et Harraza

Agglomération	Type	Population RGPH 2008	2010		2016		2020		2030		2040		2045	
			Taux d'accrois %	Popula Projeté 2010	Taux d'accrois %	Populati Projetée 2016	Taux d'accrois %	Populati Projeté 2020	Taux d'accrois %	Populati Projetée 2030	Taux d'accro %	Popula Projeté 2040	Taux d'accro %	Pop Projeté 2045
Commune de Ben Daoud														
Hanana	A.C.L	1754	3,72%	1887	2,90%	2177	2,76%	2495	2,55%	3226	2,43%	4113	2,34%	5194
Ain Noug	A.S	2468	1,53%	2544	1,27%	2710	1,31%	2892	1,37%	3309	1,46%	3816	1,53%	4434
Kessabia	A.S	900	4,14%	976	3,19%	1142	3,00%	1324	2,71%	1741	2,55%	2248	2,43%	2866
Laaraf	A.S	1034	3,61%	1110	2,83%	1276	2,70%	1458	2,50%	1875	2,40%	2382	2,31%	3000
Lebachiche	A.S	723	5,12%	799	3,85%	965	3,52%	1147	3,05%	1564	2,79%	2071	2,60%	2689
Ben Daoud Souk	A.S	756	4,91%	832	3,71%	998	3,41%	1180	2,98%	1597	2,74%	2104	2,57%	2722
Ouled Zid	A.S	482	9,41%	577	6,32%	784	5,22%	1011	4,00%	1533	3,38%	2166	3,01%	2938
Aggar	Z.E	281	2,80%	297	2,80%	341	2,00%	376	2,00%	459	2,00%	559	2,00%	682
Ouled chebil	Z.E	190	2,80%	201	2,80%	231	2,00%	255	2,00%	310	2,00%	378	2,00%	461
Harrach	Z.E	177	2,80%	187	2,80%	215	2,00%	237	2,00%	289	2,00%	352	2,00%	429
Total		8765		9410		10839		12375		15903		20189		25415
Commune de Harraza														
Fedhala	A.C.L	1336	4,86%	1469	3,67%	1759	3,38%	2077	2,97%	2808	2,73%	3695	2,56%	4776
Tizi H'Cene	A.S	658	5,62%	734	4,16%	900	3,75%	1082	3,19%	1499	2,89%	2006	2,67%	2624
Herraza	A.S	746	4,97%	822	3,75%	988	3,44%	1170	3,00%	1587	2,75%	2094	2,58%	2712
Ouled sidi amar	Z.E	463	3,80%	499	3,80%	601	2,00%	664	2,00%	809	2,00%	986	2,00%	1202
Bouزيد	Z.E	287	3,80%	309	3,80%	373	2,00%	411	2,00%	501	2,00%	611	2,00%	745
Total		3490	0,2305	3833	0,1916	4621	0,1457	5404	0,1316	7204	0,1237	9202	0,1237	12059
Total daïra		47 580		50 328		56 432		65 038		78 208		96 632		115 020

[Source : O.N.S / Exploitation exhaustive du recensement général de la population et de l'habitat (RGPH 2008)]

A l'horizon 2045, le nombre d'habitants de la commune concernée par le projet sera de **115 020 habitants**.

La répartition des habitants par années de projection est représentée sur le tableau IV.3

Tableau IV.3. La répartition des habitants par années de projection

Communes	Population en 2045(habitants)
Mansoura	38 827
Ouled Sidi Brahim	4 014
El Mehir	14 912
Ben Daoud	25 415
Haraza	12 375
Total	115 020

IV.2. L'évaluation de la consommation moyenne journalière

IV.2.1.Généralités (les différents besoins)

La quantité d'eau potable à garantir est fonction des différents besoins suivants :

IV.2.1.1.Besoins domestiques :

On entend par besoins domestiques, l'utilisation de l'eau pour : la boisson, la préparation des repas, la propreté, le lavage de la vaisselle et du linge, les douches, l'arrosage des jardins familiaux ...etc. Les besoins en eau domestique dépendent essentiellement du développement des installations sanitaires et des habitudes de la population.

IV.2.1.2.Besoins publics :

On entend par les besoins publics, l'utilisation de l'eau pour : le nettoyage des marchés et des caniveaux, le lavage des automobiles et l'eau que demandent les casernes, les administrations, les cantines...etc.

IV.2.1.3.Besoins industriels et agricoles :

Les entreprises industrielles et agricoles ont besoin d'une quantité d'eau importante pour leur fonctionnement. La qualité d'eau exigée est différente d'une industrie à une autre en fonction du type du produit fabriqué ou transformé.

IV.2.1.4.Besoins scolaires :

On entend par besoins scolaires, les quantités d'eau demandées par les écoles primaires, moyennes et secondaires, privées ou publics, les centres de formation...etc.

IV.2.1.5.Besoins sanitaires :

On entend par besoins sanitaires, les quantités d'eau nécessaires pour le lavage des cours, des baignoires, des douches, des WC (Water-closet) et des éviers...etc.

IV.2.1.6. Besoins d'incendie :

On entend par besoins d'incendie, les quantités d'eau nécessaires pour la lutte contre l'incendie.

IV.2.2. Choix De La Dotation :

La dotation est la quantité d'eau moyenne consommée par un habitant par jour. Cette dotation est en fonction de la situation économique, la disponibilité des ressources, l'utilisation des équipements domestiques modernes et de l'activité industrielle qui influent sur la variation des besoins d'une agglomération. Ces facteurs accusent une variation saisonnière, une variation qui est traduite par un minimum en hiver et un maximum en été résultant d'une consommation élevée dans les temps chaud, et humide. Les dotations unitaires moyennes domestiques sont déterminées par strate de population conformément à la typologie agglomérations définie par l'étude récente du plan national de l'eau (PNE version Août 2010).

IV.2.3. Calcul De Consommation Moyenne Journalière (Q_{moy.j}):

La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude, est égale à la dotation que multiplie le nombre total des habitants.

$$Q_{moy.j} = \frac{1}{1000} * dot * N$$

Q_{moy.j} : le débit moyen journalier (m³/j).

Dot : la dotation (l/j/hab).

N : le nombre total des habitants.

On prend une dotation selon les intervalles suivants :

Une ville avec un nombre d'habitants inférieur à 20 000 habitants : la dotation sera à partir 150 jusqu'à 200 l/j/hab

Une ville avec un nombre d'habitants 20 000 < N < 100 000 habitants : la dotation sera à partir 200 jusqu'à 300 l/j/hab

Une ville avec un nombre d'habitants supérieur à 100 000 habitants : la dotation sera >400 l/j/hab.

Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers à différents horizons sont donnés pour chaque commune dans le tableau IV.4

Tableau IV.4. Répartition par communes des besoins moyens journaliers en eau domestique

Communes	Population en 2045(habitants)	Dotation (l/j/hab)	Besoins en eau domestique (m ³ /j)
Mansoura	38 827	150	5 824,05
Ouled Sidi Brahim	4 014	150	602,10
El Mehir	14 912	150	2 236, 80
Ben Daoud	25 415	150	3 812,25
Haraza	12 375	150	1 485,00
Total	115 020		13 960,02

❖ A l’horizon 2045 : les besoins sont estimés à **13 960,02 m³/j**.

Le manque des données nous oblige pour faire une majoration de débit pour les différents besoins selon PNE 2010.

Tableau IV.5: Taux de majoration pour l’administration, le commerce et la petite industrie selon le PNE 2010.

Type d’agglomérations	Taux Administration	Taux Commerce	Taux artisanat et petite Industrie	Taux Total
Métropoles à statut particulier de délégation (SPE)	35%	17,50%	17,50%	70%
métropoles	30%	15%	15%	60%
Urbain supérieur	25%	12,50%	12,50%	50%
Urbaine	20%	10%	10%	40%
Semi urbain	15%	10%	10%	35%
Semi rural	10%	7,50%	7,50%	25%
Rural aggloméré	5%	5%	5%	15%

Eparse	0%	0%	0%	0%
--------	----	----	----	----

[Source : Plan National de l'eau 2010]

Tableau IV.6 : Consommations journalières moyennes total (domestique et équipements)

Communes	Population en 2045 (habitants)	Type de la commune	Besoins en eau domestique (m ³ /j)	Majoration pour les équipements en %	Demande des équipements (m ³ /j)	Demande total Q _{moy,j} (m ³ /j)
Mansoura	38 827	Urbaine	5 824,05	40	2 329,62	8 153,67
Ouled Sidi Brahim	4 014	Semi urbain	602,10	25	150,53	752,63
El Mehir	14 912	Semi urbain	2 236,80	35	782,88	3 019,68
Ben Daoud	25 415	Urbaine	3 812,25	40	1 524,90	5 337,15
Haraza	12 375	Semi urbain	1 485,00	35	519,75	2 004,75
Somme	115 020		14 571,15		5 307,72	19 267,87

D'après le tableau IV.6 le débit moyen journalier est égal à : **19 267,87m³/j** c'est-à-dire ;

$$Q_{moy ; j} = 223,01 \text{ l/s}$$

IV.2.4. Le Rendement du système

Les pertes entre le point de départ (Sp4) et le consommateur peuvent être séparées comme suit :

- Pertes sur l'adduction ;
- Pertes et consommations d'eau liée au traitement ;
- Pertes sur les réseaux de distribution

Tableau IV.7. Les demandes moyennes journalières

Communes	Population en 2045 (habitants)	Demande Total (m ³ /j)	Rendement (%)	Besoins totaux (m ³ /j)
Mansoura	38 827	8 153,67	90	8 969,91
Ouled Sidi Brahim	4 014	752,63	90	827,90
El Mehir	14 912	3 019,68	90	3321,64
Ben Daoud	25 415	5 337,15	90	5870,86
Haraza	12 375	2 004,75	90	2205,22
Somme	115 020	19 267,87		21 195,21

D'après les données de l'ADE les pertes à l'horizon 2045 sont estimées à 10 %.

A partir du tableau IV.7 le débit moyen journalier est égal à **21 195,21 m³ /j** C'est-à dire **Q_{moy,j}=245,32 l/s**

IV.3.Variation de la consommation :

IV.3.1.Consommation maximale journalière :

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté $K_{max,j}$. Ainsi nous pouvons écrire :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} * Q_{moy,j}$$

$Q_{max,j}$: Consommation maximale journalière (m³/j).

$K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière maximum, $K_{max,j} = (1,1_1,3)$.

✓ On prend : $K_{max,j} = 1, 2$

$Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière (m³/j).

Tableau IV.8. Consommations maximale journalière pour chaque Commune à l'horizon 2045

Communes	$Q_{moy,j}$ (m^3/j)	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$ (m^3/j)
Mansoura	8 969,91	1,2	10 762,84
Ouled Sidi Brahim	827,90	1,2	993,48
El Mehir	3 321,64	1,2	3 985,97
Ben Daoud	5 870,86	1,2	7 045,03
Haraza	2 205,22	1,2	2 646,27
TOTAL	21 195,21		25 433,61

L'intégration du coefficient d'irrégularité journalière maximum dans l'estimation des besoins en eau, garantir la satisfaction intégrale des besoins en eau à chaque moment de l'année et permet le dimensionnement du réseau d'adduction et de distribution d'eau potable en fonction du débit maximum journalier calculé. $Q_{max,j} = 25\,433,61 m^3/j$.

IV.3.2. Variation de la consommation horaire :

Au cours de la journée, le volume d'eau affluant du réservoir vers les consommateurs est variable d'une heure à une autre. Néanmoins, la somme de ces volumes d'eau horaires nous informe de la consommation maximale journalière.

La consommation maximale horaire est caractérisée par le coefficient maximum horaire ($K_{max, h}$) qui tiennent compte explicitement de l'aménagement des bâtiments, du niveau de développement d'équipement sanitaire, du régime du travail et d'autres conditions locales.

IV.3.3. Consommation maximale horaire :

Le débit maximum horaire qui correspond au coefficient maximum horaire peut être déterminé graphiquement ou analytiquement.

Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

- Un coefficient α_{max} tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 1,2 à 1,4.
- Un coefficient β_{max} étroitement lié à l'accroissement de la population.

On peut donc écrire :

$$K_{max, h} = \alpha_{max} * \beta_{max}$$

Tableau IV.9 : Variation du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitant

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03

✓ Pour notre cas on prend : $\alpha_{\max} = 1,2$

IV.3.4. Le débit maximum horaire (débit de pointe) :

Le débit maximum horaire est très important dans les différents calculs et est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\max h} = K_{\max h} * Q_{\text{moy}, h} \text{ (m}^3\text{/h)}$$

$$Q_{\text{moy}, h} = Q_{\max, j} / 24 \text{ (m}^3\text{/h)}$$

Avec :

$K_{\max h}$: coefficient d'irrégularité horaire maximal (coefficient de pointe).

$Q_{\max h}$: débit maximum horaire en (m³/h).

Tableau IV.10. Variation du coefficient $K_{\max, h}$ pour chaque communes

Communes	Population en 2041 (habitants)	α_{\max}	β_{\max}	$K_{\max, h}$	$Q_{\text{moy}, h}$ (m ³ /h)	$Q_{\max h}$ (m ³ /h)	$Q_{\max h}$ (l/s)
Mansoura	38 827	1.2	1.14	1,36	448,45	609,89	169,41
Ouled Sidi Brahim	4 014	1.2	1.504	1,80	41,40	74,51	20,97
El Mehiri	14 912	1.2	1.25	1,5	166,08	249,12	69,20
Ben Daoud	25 415	1.2	1,27	1,52	293,54	446,18	123,94
Haraza	12 375	1.2	1,28	1,53	110,26	168,69	46,86
Total	115 020	/	/	/	1 078,93	1578,15	430,38

Tableau IV.11. Calcul du débit de pointe

Année	Débit maximum journalier (m ³ /j)	Débit moyen horaire (m ³ /h)	Débit maximum horaire (m ³ /h)	Débit de pointe (litres/seconde)
2045	25 433,61	1 078,93	1578,15	430,38

Conclusion

La mise en évidence des besoins en eau potable de chacune des communes de la zone d'étude et par conséquent le total des besoins en eau à l'horizon 2045, nous permettra d'évaluer les capacités optimales des réservoirs et des baches d'eau ainsi que de dimensionner l'adduction, tout cela afin de garantir le bon fonctionnement du système et d'assurer des quantités d'eau suffisante

Chapitre V

Réservoirs

Introduction

Dans le cadre de notre projet d'adduction, les réservoirs de stockage représentent un élément indispensable pour l'acheminement de l'eau recueilli à la sortie de la station de traitement de Tilesdit vers les consommateurs. Donc le but de ce chapitre est de déterminer les volumes de stockage nécessaire et les vérifier de telle façon qu'on assure le meilleur fonctionnement des réseaux.

V.1. Classification des réservoirs : On distingue plusieurs types

❖ Types de réservoirs :

Les réservoirs, pour accomplir convenablement les fonctions auxquelles ils sont conçus, peuvent occuper les différentes dispositions suivantes :

- ✓ Enterrés,
- ✓ Semi-enterrés,
- ✓ Sur sol,
- ✓ Sur tour (château d'eau). [2]

❖ Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont :

- ✓ Les facteurs économiques,
- ✓ La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation,
- ✓ Les possibilités d'adaptation au réseau,
- ✓ Les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site.

❖ Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme

- ✓ Rectangulaire ou carrée,
- ✓ Circulaire

V.2.Équipement des réservoirs : qui sont

V.2.1.Généralités

Au niveau de la conception des équipements, il convient bien entendu d'étudier de façon correcte les problèmes proprement hydrauliques du réservoir mais également les problèmes liés à l'exploitation en prévoyant les équipements permettant à l'exploitant d'être informé sur les conditions de fonctionnement et en ne perdant pas par ailleurs de vue qu'il sera nécessaire d'intervenir sur le réservoir chaque année pour son nettoyage et plusieurs fois dans la vie de l'ouvrage pour des opérations d'entretien (génie civil, équipements hydrauliques...).

Les principaux équipements sont généralement regroupés dans une chambre d'accès facile et convenablement dimensionnée. Sont à éviter, même pour les petits ouvrages les équipements disposés sous bouche à clé ou dans des regards d'accès difficile. Tous ces équipements doivent être facilement accessibles et manœuvrables et l'on prévoira à cet effet toutes les passerelles et escaliers de service, d'accès et de manœuvre nécessaires. tous les équipements hydrauliques doivent être facilement démontables et les joints de démontage nécessaires doivent être prévus.

Le problème de la manutention d'équipements parfois très lourds (plusieurs centaines de kilogrammes) doit être étudié avec soin et les locaux, suivant les cas, doivent être équipés de crochets, rails ou poutre roulante permettant l'utilisation de palans. [3]

V.4.2.Equipements de nettoyage

- Trappes de visite pour le personnel et le matériel
- Equipements spéciaux pour le nettoyage
- Pompe d'alimentation en eau

V.4.3.Equipements hydrauliques

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

- D'une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- D'une conduite de départ ou de distribution ;
- D'une conduite de vidange ;
- D'une conduite de trop-plein ;
- D'une conduite by-pass ;
- Du système de matérialisation d'incendie. [2]

V.3.Capacité des réservoirs

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte de l'apport et de la distribution; c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité des réservoirs est calculée pour satisfaire les variations journalières du débit de consommation en prenant en considération bien entendu le jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

Deux méthodes peuvent être appliquées pour déterminer le volume des réservoirs:

- ❖ Méthode analytique
- ❖ Méthode graphique

V.3.1.La méthode analytique

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir. Le volume de régulation sera :

$$V_u = \frac{P(\%) * Q_{\max,j}}{100} \quad (m^3) \quad (V.1)$$

V_u : volume utile (m^3)

$P(\%)$: fraction horaire maximale des restes du débit maximum journalier.

$Q_{\max,j}$: La consommation maximale journalière (m^3/j).

Le volume total détermine en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

$$V_T = V_u + V_{inc} \quad (V.2)$$

V_T : capacité totale du réservoir (m^3).

V_{inc} : volume d'incendie estimé à $120 m^3$

V.3.2.Méthode graphique

Cette méthode est basée sur le traçage des courbes de la consommation maximale journalière et celle caractérisant l'apport de la station de pompage; en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier. Donc :

$$R_{\max} = |V|^+ |V|^- \quad (\%)$$

Le volume de régulation V_r est calculé selon la formule suivante :

$$V_r = \frac{Q_{\max,j} * R_{\max}}{100} \quad (m^3) \quad (V.3)$$

Dont le volume total sera : $V_t = V_r + V_{inc}$

Tableau V.1. Le pourcentage de la variation horaire de la consommation en fonction du nombre de la population

heures	Nombres d'habitants			
	N < 10 000	10 000 < N < 50 000	50 000 < N < 100 000	N > 100 000
0_1	1	1,5	3	3,35
1_2	1	1,5	3,2	3,25
2_3	1	1,5	2,5	3,3
3_4	1	1,5	2,6	3,2
4_5	2	2,5	3,5	3,25
5_6	3	3,5	4,1	3,4
6_7	5	4,5	4,5	3,85
7_8	6,5	5,5	4,9	4,45
8_9	6,5	6,25	4,9	5,2
9_10	5,5	6,25	5,6	5,05

10_11	4,5	6,25	4,8	4,85
11_12	5,5	6,25	4,7	4,6
12_13	7	5	4,4	4,6
13-14	7	5	4,1	4,55
14-15	5,5	5,5	4,2	4,75
15-16	4,5	6	4,4	4,7
16-17	5	6	4,3	4,65
17-18	6,5	5,5	4,1	4,35
18-19	6,5	5	4,5	4,4
19-20	5	4,5	4,5	4,3
20-21	4,5	4	4,5	4,3
21-22	3	3	4,8	4,2
22-23	2	2	4,6	3,75
23-24	1	1,5	3,3	3,7

Dans notre étude on a estimé la capacité théorique des réservoirs pour une durée de pompage **20/24 h**, ce qui nous donne un pourcentage horaire de : **5.00% (100/20)**.

V.4.Capacité et dimensionnement du réservoir

En utilisant la méthode analytique, on calcul les différentes capacités des réservoirs.

V.4.1.Réservoir Tizi Kchouchen (R12)

C'est un réservoir de mise en charge et de stockage au même temps le débit transité est égal à **424 l/s**

$$V_r = \frac{Q_{tr} \times T}{2}$$

Avec :

Q_{tr} : débit transite (Q_{tr}= 0,424m³/s).

T : le temps de stockage (T = 2 heures=7200 secondes)

$$V_T = V_r + V_{inc}$$

V_r : capacité totale du réservoir (m³).

$$V_r = \frac{0.424 \times 7200}{2} = 1526.4 \text{ m}^3$$

V_{inc} : volume d'incendie : 120m³ ;

$$V_T = 1526.4 + 120 = 1646.4 \text{ m}^3$$

La capacité normalisée sera : V_n=**2000 m³**

➔ Le volume du réservoir tampon R12 est de 2000 m³

V.4.2. Réservoir Ouled Sidi Brahim (R13) :

Le débit destiné pour ce village qui a une population inférieure à 10 000 habitants est de

993,48 m³/j.

Tableau V.2. Calcul de la capacité du réservoir d'Ouled Sidi Brahim (R13)

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	excès (%)	Déficits (%)	Résidu (%)
00 - 01	5	1	4	-	4
01-02	5	1	4	-	8
02-03	5	1	4	-	12
03-04	5	1	4	-	16
04-05	5	2	3	-	19
05-06	5	3	2	-	21
06-07	5	5	0	-	21
07-08	5	6,5	-	1,5	19,5
08-09	5	6,5	-	1,5	18
09-10	5	5,5	-	0,5	17,5
10-11	5	4,5	0,5	-	18
11-12	5	5,5	-	0,5	17,5
12-13	5	7	-	2	15,5
13 - 14	5	7	-	2	13,5
14 - 15	5	5,5	-	0,5	13
15 - 16	5	4,5	0,5	-	13,5
16 - 17	5	5	0	-	13,5
17 - 18	5	6,5	-	1,5	12
18 - 19	5	6,5	-	1,5	10,5
19 - 20	5	5	-	0	10,5
20 - 21	0	4,5	-	4,5	6
21 - 22	0	3	-	3	3
22 - 23	0	2	-	2	1
23 - 00	0	1	-	1	0
Total	100	100	22	22	-

Le volume utile sera : $V_u = \frac{993,48 \times 21}{100} = 420,66 \text{ m}^3 \Rightarrow V_u = 208.63 \text{ m}^3$

La capacité totale sera : $V_t = 208.63 + 120 = 328.63 \text{ m}^3 \Rightarrow V_t = 328.63 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 400 \text{ m}^3$

V.5. Calcul de bache de reprise

Les baches de reprise sont des réservoirs qui servent à l'alimentation directe en eau des stations de pompage.

V.5.1. Capacité et Dimensionnement de la bache de reprise

a) Bâche de la station de pompage : n°4 (SP4)

Le débit sortant de la station de pompage n°4 vers le réservoir tampon R12 est de **25 433,61 m³/j**
 Alors le volume de la bâche de la SP4 est déterminé par la méthode analytique

- Arrivée permanente sur vingt quatre heures (gravitairement), donc le pourcentage du débit entrant sera égale à 4,17 % pour toutes les tranches horaires (100 /24).
- Pour la durée de pompage on prend 20 heures, ce qui donne un pourcentage horaires de 5% (100/20).

Tableau V.3. Evaluation du volume résiduel de la bâche (SP4)

Heures	Apports	sorties (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	5	-	0,83	0,83
01-02	4,17	5	-	0,83	1,67
02-03	4,17	5	-	0,83	2,5
03-04	4,17	5	-	0,83	3,33
04-05	4,17	5	-	0,83	4,17
05-06	4,17	5	-	0,83	5
06-07	4,17	5	-	0,83	5,83
07-08	4,17	5	-	0,83	6,67
08-09	4,17	5	-	0,83	7,5
09-10	4,17	5	-	0,83	8,33
10-11	4,17	5	-	0,83	9,17
11-12	4,17	5	-	0,83	10
12-13	4,17	5	-	0,83	10,83
13 - 14	4,17	5	-	0,83	11,67
14 - 15	4,17	5	-	0,83	12,5
15 - 16	4,17	5	-	0,83	13,33
16 - 17	4,17	5	-	0,83	14,17
17 - 18	4,17	5	-	0,83	15
18 - 19	4,17	5	-	0,83	15,83
19 - 20	4,17	5	-	0,83	16,67
20 - 21	4,17	-	4,17	-	12,5
21 - 22	4,17	-	4,17	-	8,33
22 - 23	4,17	-	4,17	-	4,17
23 - 00	4,17	-	4,17	-	0
Total	100 %	100 %	--	--	--

Avec :
$$V_{bache} = \frac{a * Q_{max,j}}{100} \quad (m^3)$$

V_{bache} : capacité de la bâche (m³),

a: fraction horaire du débit maximum journalier (%).

$Q_{max,j}$: La consommation maximale journalière (m³/j).

$$V_{bache} = \frac{16,67 * 25433,61}{100} = 4239,78 \quad (m^3)$$

On choisit un volume normalisé de **4500 m³**.

b) Bâche de la station de pompage : n°5 (SP5)

Le débit sortant de la station de pompage n°5 vers le réservoir R13 est de **1 192,18 m³/j** ; Alors le volume de la bâche de la SP5 est déterminé par la méthode analytique

Tableau V.4. Evaluation du volume résiduel de la bâche (SP5)

Heures	Apports	sorties (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	5	-	0,83	0,83
01-02	4,17	5	-	0,83	1,67
02-03	4,17	5	-	0,83	2,5
03-04	4,17	5	-	0,83	3,33
04-05	4,17	5	-	0,83	4,17
05-06	4,17	5	-	0,83	5
06-07	4,17	5	-	0,83	5,83
07-08	4,17	5	-	0,83	6,67
08-09	4,17	5	-	0,83	7,5
09-10	4,17	5	-	0,83	8,33
10-11	4,17	5	-	0,83	9,17
11-12	4,17	5	-	0,83	10
12-13	4,17	5	-	0,83	10,83
13 - 14	4,17	5	-	0,83	11,67
14 - 15	4,17	5	-	0,83	12,5
15 - 16	4,17	5	-	0,83	13,33
16 - 17	4,17	5	-	0,83	14,17
17 - 18	4,17	5	-	0,83	15
18 - 19	4,17	5	-	0,83	15,83
19 - 20	4,17	5	-	0,83	16,67
20 - 21	4,17	-	4,17	-	12,5
21 - 22	4,17	-	4,17	-	8,33
22 - 23	4,17	-	4,17	-	4,17
23 - 00	4,17	-	4,17	-	0
Total	100 %	100 %	--	--	--

Avec :
$$V_{bache} = \frac{a * Q_{max,j}}{100} \quad (m^3)$$

V_{bâche} : capacité de la bâche (m³),

a: fraction horaire du débit maximum journalier (%).

Q_{maxj}: La consommation maximale journalière (m³/j).

$$V_{bache} = \frac{16,67 * 1192,18}{100} = 198.73 \quad (m^3)$$

On choisi un volume normalisé de **250 m³**.

V.6. Forme des réservoirs

Ce qui concerne la forme des réservoirs, on opte pour la forme circulaire puisque nos volumes sont tous inférieure à 10 000 m³.

La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne.

- Le diamètre D de la cuve : $D = \sqrt{\frac{4 \times Vt}{\pi \times h}}$
- Réévaluation de la hauteur d'eau h : $h = \frac{4 \times Vt}{\pi \times D^2}$
- La section de la cuve : $S = \frac{Vt}{h}$
- La hauteur totale du réservoir : $H = h + R$
- La hauteur de la réserve d'incendie : $h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S}$

Avec :

D: Diamètre de la cuve (m) ;

Vt: Volume totale du réservoir (m) ;

Vinc: Réserve d'incendie estimé à 120 m³ ;

R: Revanche (m).

Les résultats finals du dimensionnement de réservoir sont représenté dans le tableau V.6 suivant:

Tableau V.5. Tableau donnant les dimensions des ouvrages de stockage

Réservoirs	Bache SP4	R12	Bache SP5	R13
CR mNGA	448	600,15	570,04	692,87
V total (m3)	4500	2000	250	400
D (m)	34	22	9	12
h (m)	5	5	4	4
S (m2)	900	400	62,5	100

H (m)	5,5	5,5	4,5	4,5
hinc (m)	0,13	0,3	1,92	1,2

Conclusion

Les capacités des réservoirs déterminés précédemment garantiront l'alimentation en eau portable des localités en question.

L'acheminement de l'eau jusqu'à ces réservoirs en cet exemplaire s'effectuera par l'intermédiaire de deux stations de pompage, ainsi dimensionnées et moyennant des conduites d'adduction mixte (gravitaire et refoulement).

Chapitre VI Adduction

Introduction

Le but de ce chapitre est de faire une étude techno-économique pour dimensionner le réseau d'adduction après amélioration afin de combler le déficit de différentes agglomérations en eau potable.

VI.1. Notions générales sur les adductions

VI.1.1. Définition

On définit par adduction des eaux le transport des eaux brutes (non traitées) des zones de captage des zones d'utilisation. Cette définition n'est pas absolue car les systèmes d'adduction peuvent parfois transporter les eaux traitées. [2]

VI.1.2. Type d'adduction

D'après leur fonctionnement, on distingue trois types d'adduction :

- Adduction gravitaire
- Adduction par refoulement
- Adduction mixte

VI.1.2.1. Adduction gravitaire

L'adduction gravitaire est le mode d'adduction qui permet, à partir d'un stockage d'eau naturel ou artificiel situé à la cote Z , d'alimenter par une conduite en pression tous les points à desservir situés à des cotes $z < Z$, sans apport d'énergie [3]

VI.1.2.2. Adduction par refoulement

Il est fréquent que le captage ou le stockage soit à une altitude insuffisante pour respecter les conditions de pression requises ; il faut alors fournir au fluide l'énergie nécessaire pour rendre possible la distribution.

On appelle :

- La hauteur géométrique ($H_{\text{géo}}$) la différence d'altitude entre le plan d'eau de pompe et le lieu à alimenter.
- Hauteur manométrique totale (HMT) la hauteur géométrique augmentée des pertes de charge totales liées à l'aspiration et au refoulement, et, le cas échéant, de la pression résiduelle minimale de distribution.

VI.1.2.3. Adduction mixte

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

VI.2. Matériaux des conduites

Plusieurs critères doivent être pris en considération pour le choix du matériau d'une Conduite. Il y a deux types de critères différents, les critères techniques et les critères financiers. Pour les critères techniques, on trouve principalement

- ◆ les coûts du transport, du levage, de montage,... qui peuvent être différents d'un matériau à un autre.
- ◆ les coûts de l'outillage et de la logistique nécessaires au chantier. les frais d'excavation et de remblayage qui peuvent également être différents en fonction du choix du matériau de la conduite (Diamètre extérieur, technique de pose,...)

Il y a également les frais d'exploitation et d'entretien qui seront supportés pendant toute la durée de vie de la conduite :

VI.2.1. Conduites en fonte ductile

Cette conduite a subi de nombreuses évolutions, principalement dans ses revêtements intérieurs et extérieurs. Il existe d'ailleurs aujourd'hui, plusieurs types de revêtements intérieurs et extérieurs.

Les qualités principales de ce tuyau sont :

- ◆ Une bonne connaissance du produit posé depuis très longtemps,
- ◆ Une relativement bonne élasticité,
- ◆ Une excellente résistance mécanique.

VI.2.2. Conduites en Acier

Les conduites en acier possèdent de bonnes caractéristiques mécaniques et leur conductibilité est excellente, ce qui réduit cependant leur résistance à la corrosion par rapport aux conduites en fonte. Sans enveloppe ni protection cathodique anti corrosion, la durée d'exploitation des conduites en acier reste en deçà du seuil raisonnable de rentabilité économique.

Les conduites en acier sont plus légères que les tuyaux en fonte, d'où économie sur le transport, mais plus lourdes que les tuyaux en matières plastiques. Leur résistance aux contraintes (chocs, écrasement déplacement de terrains) est supérieure à celle des conduites en matières plastiques. Par contre leur résistance à la corrosion est due à la qualité de ses revêtements intérieur et extérieur mais le passage au balai électrique permet la détection, suivie d'une réparation, des éventuelles détériorations du revêtement extérieur au moment de la pose.

VI.2.3. Conduite en Polyéthylène à haute densité (PEHD)

Par sa faible valeur du module d'élasticité, le PEHD présente une excellente résistance aux variations de pression.

Il présente aussi les avantages suivants :

- ◆ Excellente résistance à long terme.
- ◆ Très bonne résistance à la corrosion.
- ◆ Bonne flexibilité.
- ◆ Grande résistance aux chocs et aux vibrations.

Conclusion

Le choix du matériau des conduites dépend principalement de l'aspect technico économique de la conception. Donc le choix du matériau des conduites à utiliser pour l'étude sera en Acier ou en PEHD. D'un point de vue économique, pour les diamètres supérieurs à 400 mm, il est préférable de prévoir des conduites en Acier plutôt qu'en PEHD.

D'un point de vue technique, la conduite doit résister à la pression de service. Les conduites en Acier sont caractérisées par une pression nominale de 25 bars, ce qui oriente notre choix vers ce type de matériau notamment lorsqu'il s'agit de pression supérieure à la pression nominale des conduites en PEHD (16 bars) pour les faibles diamètres.

VI.3.Type d'écoulement

On distingue deux types d'écoulement

VI.3.1.Ecoulement à surface libre :

C'est une méthode de transport à pression atmosphérique, le gradient hydraulique est égale à la pente de la surface libre son choix est déterminer par

- Une topographie permettant un écoulement gravitaire avec excavation et remblayage minimum.
- Une hauteur de chute hydraulique suffisamment faible pour permettre de garder l'écoulement en régime fluvial [2]

VI.3.2.Ecoulement en charge :

L'écoulement en charge se manifeste grâce à une certaine pression qui est supérieure à la pression atmosphérique .On rencontre ce type d'écoulement dans des réseaux sous pression Ou dans les adductions par refoulement.

VI.4.Méthode de calcul

❖ Diamètre économique

Pour élever un débit connu à une hauteur manométrique donnée, il existe une infinité de solutions qui résultent de l'adaptation de la puissance de la pompe au diamètre et à la nature de la canalisation de refoulement, c'est-à-dire aux pertes de charge générées qui majorent la puissance

d'élévation théorique nécessaire. Par contre, si l'on tient compte, d'une part, de l'investissement conduit qui croît avec le diamètre et, d'autre part, du coût proportionnel de l'énergie qui comprend une partie fixe (énergie théorique d'élévation) et une partie variable avec la perte de charge qui décroît avec le diamètre, on peut déterminer un diamètre optimal au sens économique. [4]

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise les deux formules approchées suivantes:

➤ **Formule de BRESS**

$$D = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (VI.1)$$

➤ **Formule de BONNIN**

$$D = \sqrt{Q} \quad (VI.2)$$

Q: débit refoulé en m³/s.

Remarque : La formule de BRESS n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite < 1 Km)

A partir de ces deux diamètres déterminés, on choisit une gamme de diamètres parmi lesquels on optera pour celui qui présentera les frais les moins élevés.

❖ **Calcul des pertes de charge**

➤ **Pertes de charge linéaires**

(Δh) dans une conduite de longueur (L) est donnée par la formule universelle suivante :

$$\Delta h = \lambda . L . \frac{V^2}{2gD} \quad (VI.3)$$

- λ : Coefficient de perte de charge linéaire.
- D : Diamètre intérieur de la conduite en m.
- g : Accélération de la pesanteur (g ≈ 9.81 m/s²).
- V : Vitesse moyenne du liquide dans la conduite en m/s.

Le Coefficient de perte de charge linéaire λ est défini par la formule de Collebrook :

En régime turbulent (Re > 2000)

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log\left(\frac{\varepsilon}{3,7 D} + \frac{2,51}{Re\sqrt{\lambda}}\right) \quad (VI.4)$$

En régime laminaire (Re ≤ 2000)

$$\lambda = \frac{64}{Re}$$

- k : Rugosité moyenne de la paroi intérieure de la conduite en mm, a
- Re : Nombre de Reynolds égale à : $\frac{vd}{\nu}$, (ν étant la viscosité cinématique du liquide).

Les pertes de charge singulière sont estimées à 15% par rapport aux pertes de charge linéaires.

➤ Pertes de charge singulières

La perte de charge singulière, localisée dans une section de la conduite, est provoquée par un changement de direction et d'intensité de la vitesse.

L'écoulement uniforme est perturbé et devient localement un écoulement non uniforme.

La turbulence joue un rôle considérable, alors que les forces de viscosité sont négligeables.

La perte de charge n'a donc lieu qu'en régime turbulent. Une telle non uniformité de la vitesse peut être provoquée par :

- un changement de direction (coude),
- un branchement ou raccordement,
- un dispositif de mesure et contrôle de débit,...

Comme pour les pertes de charge linéaires, les pertes de charge singulières se traduisent par la

relation :

$$J_s = \alpha \frac{v^2}{2g} \quad (\text{VI.5})$$

α : est fonction des caractéristiques géométriques et du nombre de Reynolds.

➤ Pertes de charge totales (ΔH_t)

Ce sont la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières, alors:

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_L \quad (\text{VI.6})$$

❖ Calcul de la hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale est la somme de pertes et de la hauteur géométrique.

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t \quad (\text{VI.7})$$

Hg: la hauteur géométrique

ΔH_a pertes de charge à l'aspiration

ΔH_r : pertes de charge au refoulement

❖ Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance fournie à la pompe, définie comme suit:

$$P = \frac{g * Q * HMT}{\eta} \quad (\text{VI.8})$$

- rendement de la pompe en (%) ($\eta=82\%$)
- Q: débit refoulé par la pompe en (m^3/s)
- g: pesanteur (9.81 m/s^2)

❖ Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \text{ [Kwh]} \quad (\text{VI.9})$$

- t: c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas=20h

- P: puissance de la pompe en (kW)

❖ **Frais d'exploitation**

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante:

$$F_{ex} = E * e \quad [DA] \quad (VI.10)$$

E: énergie consommée par la pompe en (Kw H)

e: prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONELGAZ. (e =5,4 DA)

❖ **Frais d'amortissement**

Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante:

$$F_{am} = P_{rc} * A \quad [DA] \quad (VI.11)$$

P_{rc}: prix de la conduite en (DA)

A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante:

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + 1$$

i: Taux d'annuité (i = 8 %);

n: Durée de l'amortissement de la conduite, dans notre cas on prend n =24 ans.

$$A = \frac{i}{(1 + i)^n - 1} + i = \frac{0,08}{(1 + 0,08)^{24} - 1} + 0,08 = 0.095 = 9.5 \%$$

VI.5. Dimensionnement de la variante proposée

On cite les conditions de chaque tronçon de notre adduction dans le tableau suivant

Tableau VI.1: Linéaires de conduites avec leurs débits

	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur (m)	Débit (l/s)	CTN		Cr		CTP	
					Amont	Aval	Amont	Aval	Amont	Aval
Par refoulement	SP4	R12	2 675	517	450	606,22	448	600,15	456	605,15
	SP5	R13	2160	20,97	573,04	696,5	570,04	692,87	575,54	697,87
Par gravité	R12	SP5	1960	424	606,22	573,04	600,15	570,04	605,15	575,54
	P1	P7	6 500	409	696,5	481,0	692,87	-	697,87	-
	P7	Y2	7 400	405	481,0	562,74	-	-	-	-

VI.5.1. Dimensionnement du réseau d'adduction par refoulement

VI.5.1.1. Refoulement : SP4_R12 :

$Q = 517 \text{ l/s}$; $L = 2610 \text{ m}$; cote radier amont = 448m ; Cote trop plein aval = 605,15m

Le débit d'exploitation de station de pompage (SP4) est calculé comme suit

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max},j}}{t * 3600}$$

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m^3/s) ;

$Q_{\text{max},j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ; $Q_{\text{max},j} = 44\,668,8 \text{ m}^3/\text{j}$.

t : Durée de fonctionnement de la station par jour, $t = 20 \text{ h}$.

A.N:

$$Q_{\text{exp}} = \frac{44\,668,8}{20 * 3600} \rightarrow Q_{\text{exp}} = 0,620 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le diamètre de la conduite moyennant la relation (V.2) est tel que :

$$\text{A.N} \quad D = \sqrt{0,620} \rightarrow D = 787 \text{ mm}$$

Tableau VI.2: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP4 – R12

Diamètre (mm)	Prix ml (DA)	Longueur (m)	Prix conduite (DA)	A %	Frais amortissement
600	19 000	2 675	49 590 000	9,5	4 711 050
700	23 500	2 675	61 335 000	9,5	5 826 825
800	32 000	2 675	83 520 000	9,5	7 934 400

Tableau VI.3: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP4 – R12

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH_L (m)	ΔH totale (m)	Hg (m)	HMT (m)
600	2 675	620	2,19	0,01536	16,33	18,78	157,15	175,93
700	2 675	620	1,61	0,01502	7,42	8,53	157,15	165,68
800	2 675	620	1,23	0,01483	3,76	4,32	157,15	161,47

Suite du tableau VI.3: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP4 – R12 (suite)

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{explo} (DA)
600	1 304,94593	9 526 105,3	51 440 968,6
700	1 228,91046	8 971 046,34	48 443 650,2
800	1 197,67315	8 743 013,98	47 212 275,5

Tableau VI.4. Bilan du tronçon SP4_R12

Diamètre (mm)	600	700	800
F _{explo} (DA)	52 858 379,7	49 548 517,7	48 165 510
F _{amort} (DA)	4 828 375	5 971 937,5	8 132 000

Bilan (DA)	57 686 754,7	55 520 455,2	56 297 510
------------	--------------	--------------	------------

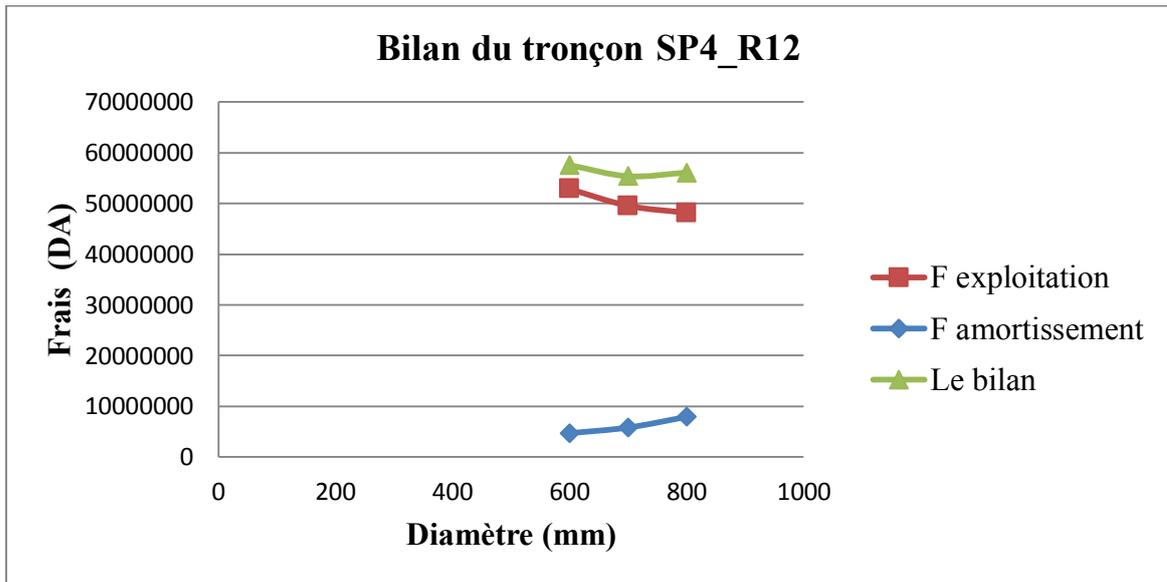


Figure VI.1. Bilan du tronçon SP4_R12

Selon la combinaison des frais d’amortissement et d’exploitation, le diamètre économique est de 700 mm, avec une vitesse de 1,61/s et sur une longueur de 2 675 ml

VI.5.1.2. Détermination de diamètre économique (SP5_R13)

Q= 20,97 l/s ; L= 2610 m ; côte radier amont = 560m ; Cote trop plein aval= 697,87 m

Le débit d’exploitation de station de pompage (SP4) est calculé comme suit

$$Q_{exp} = \frac{Q_{maxj}}{t * 3600}$$

Q_{exp} : Débit d’exploitation (m³/s) ;

Q_{max, j} : Débit maximum journalier (m³/j) ; Q_{max, j} = 1 811, 81 m³/j .

t : Durée de fonctionnement de la station par jour, t = 20 h.

A.N:

$$Q_{exp} = \frac{1811,81}{20 * 3600} \rightarrow Q_{exp} = 0, 0252 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le diamètre de la conduite moyennant la relation (V.2) est tel que :

$$A.N \quad D = \sqrt{0,0252} \rightarrow D = 158 \text{ mm}$$

Tableau VI.5. Calcul des frais d’amortissement du tronçon SP5 – R13

D (mm)	L (m)	Prix Unit (DA)	Prix conduite (DA)	A	Fam(DA)
125	2 160	2 540,00	5 486 400,00	0,095	521 208,00
160	2 160	2 890,00	6 242 400,00	0,095	593 028,00
200	2 160	3 090,00	6 674 400,00	0,095	634 068,00

Tableau VI.6. Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP5 – R13

D mm	Q m ³ /s	V m/s	λ	L (m)	ΔHL (m)	ΔH_s (m)	ΔHT (m)	Hg (m)	Hmt (m)
125	0,025	2,04	0,0169	2 160	32,87	4,93	37,80	127,83	165,63
160	0,025	1,24	0,0174	2 160	11,36	2,01	11,28	127,83	141,2
200	0,025	0,80	0,0180	2 160	3,31	0,49	3,80	127,83	131,63

Suite du tableau VI.6. Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP5 – R13

Hmt (m)	P (Kw)	E (Kwh)	F exp (DA)
165,63	35,66	260 371,59	1 406 006,64
141,2	29,956	218 681,55	1 180 880,41
131,63	28,34	206 933,21	1 147 439,36

Tableau VI.7.: Bilan du tronçon SP5 – R13

Diamètre (mm)	125	160	200
F _{explo} (DA)	1 406 006,64	1 180 880,41	1 147 439,36
F _{amort} (DA)	521 208,00	593 028,00	634 068,00
Bilan (DA)	1 927 214,64	1 773 908,41	1 781 507,4

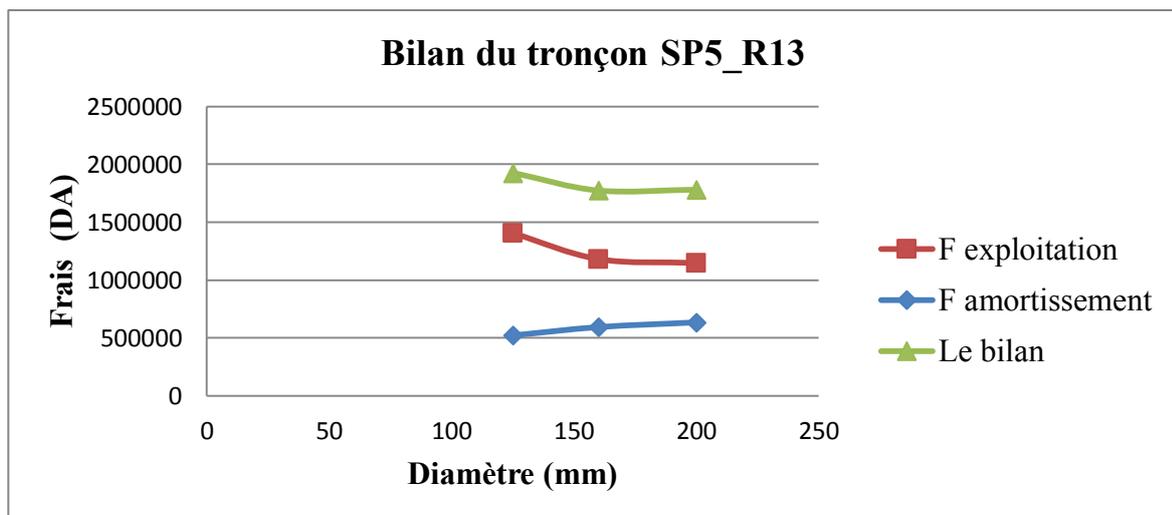


Figure VI.2. Bilan du tronçon SP5– R13

➔ Le diamètre économique est de **160 mm** avec une vitesse de **1,08 m/s**.

VI.5.2. Dimensionnement du réseau d'adduction par gravité

VI.5.2.1. Détermination de diamètre avantageux (R12-la bache de la SP5)

Q= 424 l/s ; L= 1 960m ; côte radier de départ= 600,15 m ; côte trop plein d'arrivé= 575,54m

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbakh :

$$\Delta H = \frac{K' \times L \times Q^\beta}{D^m} \quad (\text{VI.12})$$

Puisque le diamètre est inconnu on parle de la charge disponible ΔH_d .

Tel que : $\Delta H_d = C_{r \text{ R12}} - C_{TP \text{ bache SP5}} = 600,15 - 575,54 = 24,61 \text{ m}$

ΔH_d : la charge disponible (m);

K' : Coefficient de perte de charge

I : Gradient hydraulique ;

Q : Débit véhiculé par la conduite (m^3/s) ;

D_{av} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

- $L_e = L_g + L_{es}$
- L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;
- L_{es} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m) ;

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **10%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H^{lin} \Rightarrow L_e = 1,10 * L_g$$

ΔH^{lin} : Perte de charge linéaire

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients K' , m et β sont donnés dans le tableau ci-dessous ;

Tableau VI.8 : Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau :

Tuyau	k'	M	β
Acier et fonte	0,00179 -0,001735	5,1 -5,3	1,9 -2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,772	2

Si on assimile la perte de charge ΔH à ΔH_d on déduit le diamètre calculé de la conduite

gravitaire en utilisant la relation (V.12) on trouve $D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_d}}$

Application numérique

Tableau VI.9 données du tronçon R12_SP5

L(m)	Q(m ³ /s)	m	B	K'	ΔH(m)
1960	0,424	4,772	2	0,001052	24,61

$$D_{av} = \sqrt[4,772]{\frac{0,001052 \times 1960 \times 0,424^2}{24,61}} = 0,650 \text{ m} \rightarrow D_{av} = 650 \text{ mm}$$

Donc le diamètre normalisé est : **700 mm** en fonte ductile revêtu intérieurement en PEHD

$$D = 0,7 \text{ m} \quad \rightarrow \quad V = 1,1 \text{ m/s}$$

✓ La condition de la vitesse d'écoulement est vérifiée.

Donc on utilise un diamètre de **700 mm** en fonte ductile revêtu intérieurement en PEHD

VI.5.2.2. Détermination de diamètre avantageux (P1 vers P7)

Q= 409 l/s ; L= 6 500 m ; côte radier de départ= 692,87 m ; CP d'arrivé= 658,81 m

Tableau VI.10 données du tronçon R12_P7

L(m)	Q(m ³ /s)	m	B	K'	ΔH(m)
7685	0,409	4,772	2	0,001052	34,06

$$D = \sqrt[4,772]{\frac{K' \times L \times Q^2}{\Delta H}} \rightarrow D = \sqrt[4,772]{\frac{0,001052 \times 6500 \times 0,409^2}{34,06}} = 0,608 \text{ m}$$

Le diamètre normalisé de l'adduction gravitaire est de **700 mm** en fonte ductile revêtu intérieurement en PEHD

$$D = 0,7 \text{ m} \quad \rightarrow \quad V = 1,06 \text{ m/s}$$

La condition de la vitesse d'écoulement est vérifiée.

Le diamètre le plus favorable pour assurer les meilleures conditions technico-économiques pour le tronçon précédent est de **700 mm** avec une vitesse de **1,06m/s**.

VI.5.2.3. Détermination de diamètre avantageux (Tronçon P7 vers Y2) :

Q= 405 l/s ; L= 7 400 m ; côte de départ= 586,8m ; côte d'arrivé= 560 m

Tableau VI.12. Données du tronçon P7_Y2

L(m)	Q(m ³ /s)	m	B	K'	ΔH(m)
7 400	0,405	4,772	2	0,001052	26,8

$$D = \sqrt[4,772]{\frac{K' \times L \times Q^2}{\Delta H}} \rightarrow D = \sqrt[4,772]{\frac{0,001052 \times 7400 \times 0,405^2}{26,8}} = 0,628 \text{ m}$$

Le diamètre normalisé de l'adduction gravitaire est de **700 mm**

$$D = 0,7 \text{ m} \quad \rightarrow \quad V = 1,05 \text{ m/s}$$

⇒ La condition de la vitesse d'écoulement est vérifiée.

Le diamètre le plus avantageux pour ce tronçon est de **700mm** avec une vitesse de **1,05 m/s**.

VI.6. Calcul hydraulique de la variante améliorée

On va résumer notre calcul hydraulique dans un tableau représentatif :

Tableau VI.13. Récapitulation du notre calcul hydraulique

Nœud Amont	Nœud Aval	Ecoulement	Φ ext	Φ int	Matériau	Longueur	Classe de pression	Débit	Vitesse	Rugosité ε	Lambda	J	PDC	CTN (m NGA)		CLP (m)		Ps (m)		P Statique (m)	
														Début Tronçon	Fin de tronçon	Début Tronçon	Fin de tronçon	Début Tronçon	Fin de tronçon	Début Tronçon	Fin de tronçon
			mm	mm		ml	bar	l/s	m/s	mm		m/km	m	mNGA	mNGA	mNGA	mNGA	bar	bar	bar	bar
P5"	SP4	G	700	700	ACIER	3559	25	430,8	1,12	0,00015	0,015	1,37	5,63	446,0	457,0	491,5	485,9	45,5	28,9	98,0	87,0
SP4	R12	R	700	700	ACIER	2675	25	517,0	1,34	0,00015	0,015	1,96	6,02	447,0	607,0	616,0	610,0	169,0	3,0	160,0	0,0
R12	SP5	G	700	700	ACIER	1960	10	424,0	1,10	0,00015	0,015	1,33	3,01	602,0	580,0	602,0	599,0	0,0	19,0	0,0	27,0
SP5	R13	R	160	145,4	PEHD	2160	16	21,0	1,27	0,00002	0,017	7,14	23,56	580,0	700,5	721,2	703,5	141,2	3,0	120,5	0,0
SP5	P7	G	700	700	ACIER	6500	25	409,0	1,06	0,00015	0,015	1,24	9,30	580,0	475,0	599,0	589,7	19,0	114,7	27,0	132,0
P7	R14	G	160	145,4	PEHD	400	16	3,0	0,18	0,00002	0,025	0,28	0,13	475,0	510,0	589,7	589,6	114,7	79,6	132,0	97,0
P7	Y2	G	700	700	ACIER	7400	16	406,0	1,06	0,00015	0,015	1,23	10,36	475,0	560,0	589,7	579,3	114,7	19,3	132,0	47,0
Y2	SP14	G	400	400	ACIER	2770	10	146,0	1,16	0,00015	0,017	2,91	9,28	560,0	570,0	579,3	570,1	19,3	0,1	47,0	37,0
SP14	R23	R	160	145,4	PEHD	610	10	12,0	0,72	0,00002	0,019	3,40	2,39	564,0	597,0	602,4	600,0	38,4	3,0	33,0	0,0
SP14	SP15	R	400	400	ACIER	7440	25	163,2	1,30	0,00015	0,017	3,61	30,92	564,0	777,0	810,9	780,0	246,9	3,0	213,0	0,0
P6	R24	G	160	145,4	PEHD	940	10	9,2	0,55	0,00002	0,020	2,12	2,29	609,0	643,0	650,3	648,0	41,3	5,0	34,0	0,0
SP15	R25	R	315	224	PEHD	1270	20	50,0	1,27	0,00002	0,016	5,69	8,31	772,0	947,0	958,3	950,0	186,3	3,0	175,0	0,0
Y2	P 8	G	500	500	ACIER	500	10	260	1,32	0,00015	0,016	2,86	1,64	560	570	579,3	577,7	19,3	7,7	47,0	37,0
P8	R15	G	160	145,4	PEHD	1030	10	7	0,42	0,00002	0,021	1,28	1,52	526	557	577,7	576,2	51,7	19,2	81,0	50,0
P8	SP 6	G	500	500	ACIER	530	10	253	1,29	0,00015	0,016	2,71	1,65	526	560	577,7	576,0	51,7	16,0	54,0	20,0
SP 6	R16	R	315	296,3	PEHD	543	10	122,4	1,78	0,00002	0,014	7,52	4,70	556	620	627,7	623,0	71,7	3,0	64,0	0,0
SP 6	R17	R	400	400	ACIER	6390	25	181,2	1,44	0,00015	0,017	4,41	32,42	556	802	837,4	805,0	281,4	3,0	246,0	0,0
R17	Y3	G	400	376,3	PEHD	1220	10	136,0	1,22	0,00002	0,014	2,85	4,00	797	760	797,0	793,0	0,0	33,0	0,0	37,0
Y3	SP7	G	400	376,3	PEHD	4695	10	77,3	0,70	0,00002	0,015	1,01	5,43	760	765	793,0	787,6	33,0	22,6	37,0	32,0
SP7	SR8	R	300	300	ACIER	2870	25	84,0	1,19	0,00015	0,018	4,32	14,27	760	928	945,3	931,0	185,3	3,0	168,0	0,0
SR8	SR9	R	300	300	ACIER	3950	25	84,0	1,19	0,00015	0,018	4,32	19,64	924	1108	1130,6	1111,0	206,6	3,0	184,0	0,0
SR9	R18	R	300	300	ACIER	1970	25	84,0	1,19	0,00015	0,018	4,32	9,80	1104	1310	1322,8	1313,0	218,8	3,0	206,0	0,0
Y3	P9	G	315	296,3	PEHD	1325	10	58,7	0,85	0,00002	0,016	1,94	2,96	760	765	793,0	790,0	33,0	25,0	37,0	32,0
P9	R20	G	110	103,4	PEHD	472	10	7,0	0,83	0,00002	0,019	6,69	3,63	765	785	790,0	786,4	25,0	1,4	32,0	12,0
P9	SP11	G	315	296,3	PEHD	3970	10	51,7	0,75	0,00002	0,016	1,54	7,03	765	777	790,0	783,0	25,0	6,0	32,0	20,0
SP11	SP12	R	250	250	ACIER	2940	25	62,0	1,26	0,00015	0,019	6,09	20,58	773	947	970,8	950,2	197,8	3,0	174,2	0,0
SP12	SP13	R	250	250	ACIER	940	25	62,0	1,26	0,00015	0,019	6,09	6,58	943	1136	1145,4	1138,8	202,4	3,0	192,8	0,0
SP13	R21	R	250	250	ACIER	1070	25	62,0	1,26	0,00015	0,019	6,09	7,49	1123	1290	1300,5	1293,0	177,5	3,0	167,0	0,0
R21	R22	G	160	150,5	PEHD	2800	10	20,7	1,16	0,00002	0,017	7,81	25,14	1285	1255	1285,0	1259,9	0,0	4,9	0,0	30,0
R22	Br CRG	G	110	92,5	PEHD	2550	16	6,7	1,00	0,00002	0,020	10,75	31,53	1250	1100	1250,0	1218,5	0,0	118,5	0,0	150,0
Br CRG	R19	G	110	103,4	PEHD	4100	10	6,7	0,80	0,00002	0,020	6,26	29,53	1100	1005	1100,0	1070,5	0,0	65,5	0,0	95,0
						77 940 mètres															

Conclusion

Après une étude technico-économique de l'adduction nous avons constaté ce qui suit :

Notre adduction sera composée de 77 940 m de longueur des différents diamètres varis de 110 mm jusqu'au 700 mm de type Acier revêtu intérieurement en PEHD et en PEHD, contient 11 stations de pompage et 13 réservoirs.

Chapitre VII

Pompes et Stations de Pompage

Introduction

Les stations de pompage sont des ouvrages hydrauliques servant à relever l'eau à une altitude supérieure. L'implantation de la station de pompage est nécessaire toute les fois que l'on ne le dispose pas d'une pente suffisante pour véhiculer l'eau gravitairement. Elle est conçue, ainsi, pour abriter les pompes et les moteurs qui les entraînent.

Dans notre cas, on a dans notre adduction 11 stations de pompage mais on va dimensionner un exemplaire constitué de deux stations de pompage SP4 (El feth) et SP5 (Ouled Sidi Brahim).

VII.1.Choix de la pompe

Le choix d'une pompe se fait en fonction du débit à refouler et la hauteur à laquelle ce débit doit être élevé, autrement appelée, la hauteur manométrique totale d'élévation.

En effet, le choix consiste de déterminer à l'aide des catalogues, les types de pompe qui donneront pour les débits et les hauteurs manométriques désirées des rendements optimums.

Il existe plusieurs types de pompe, on site trois (3) grand catégories englobant ce types à savoir :

- Les pompes centrifuges.
- Les pompes volumétriques.
- Les turbopompes.

a) Pompes centrifuges

Une pompe dans sa forme la plus simple est constituée d'une roue munie d'ailettes et tournant à l'intérieur d'une enveloppe appelée corps de pompe.

Son principe de fonctionnement est d'utiliser la force centrifuge créée par la rotation de la roue pour transmettre au liquide pompé de l'énergie cinétique, qui est ensuite transformée en pression lors de la diminution de la vitesse du fluide.

b) Pompes volumétriques

Elles sont caractérisées par un déplacement du liquide du point de l'aspiration vers le point de refoulement qui se fait par un mouvement de :

- Translation
- Rotation
- Mixte (translation et rotation)

Elles sont destinées au pompage des fluides visqueux, elles élèvent de faibles débits à des pressions élevées, on distingue :

- Les pompes volumétriques rotatives
- Les pompes alternatives
- Les pompes à rotor excentré, à rotor oscillant, à palettes, à engrenage.

c) Les turbopompes

Dans les turbopompes, une roue munie d'aubes ou d'ailettes animée d'un mouvement de rotation, fournit au fluide de l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression par réduction de vitesse dans un organe appelé récupérateur. Et les turbopompes se subdivisent en :

- Pompe centrifuge
- Pompe axiale
- Pompe hélico-centrifuge

Conclusion

Notre cas se portera sur les pompes centrifuges car elles les plus utilisées en hydraulique urbaine et en plus possèdent beaucoup d'avantage à savoir :

- ✓ Un bon rendement
- ✓ La simplicité de leur installation et leur fonctionnement
- ✓ Cout réduit
- ✓ Ne nécessitent qu'une légère maintenance et un entretien très simple.

VII.2.Couplage des pompes

Dans le cas où la pompe placée dans la station de pompage ne fournit pas le débit et la charge nécessaire pour l'élévation d'eau au point voulu on fait appel au couplage des pompes.

Le couplage des pompes se fait soit en série dans le cas où la charge fournie par une seule pompe est insuffisante, ou en parallèle dans le cas où le débit fournie par une seule pompe est insuffisant.

VII.2.1. Couplage en parallèle

Chaque conduite de refoulement aboutit à une conduite générale commune.

- Cette dernière sera composée de la somme des débits de chaque pompe.
- La caractéristique de l'ensemble des groupes sera obtenue en sommant pour une même ordonnée H les débits abscisses de chaque groupe.

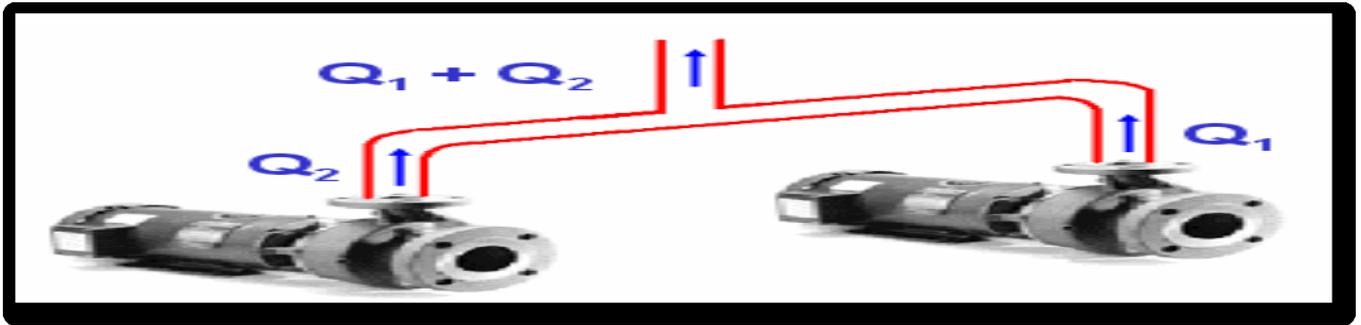


Figure VII.1. Schématisation du couplage en parallèle

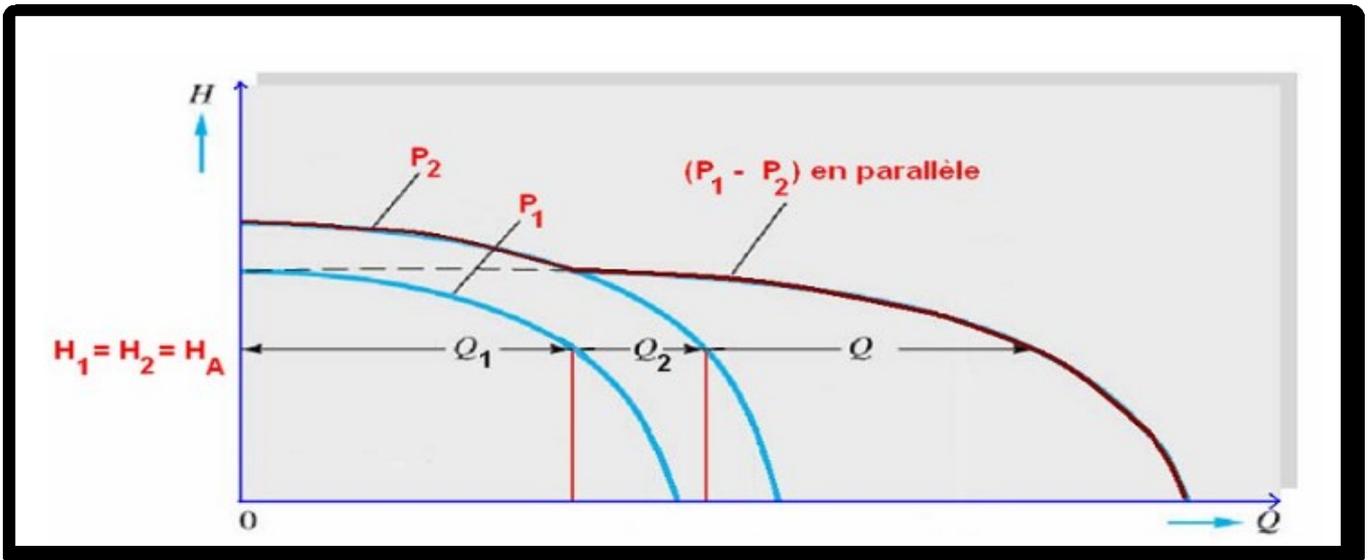


Figure VII.2. Courbe caractéristique du couplage en parallèle

VII.2.2. Couplage en série

Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de seconde. Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produites par chaque groupe s'ajoutent [5]

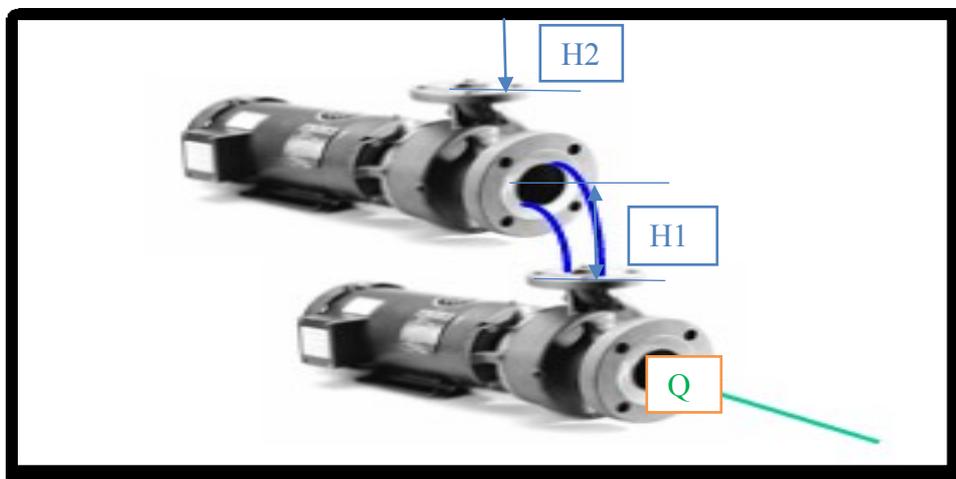


Figure VII.3. Schématisation du couplage en série

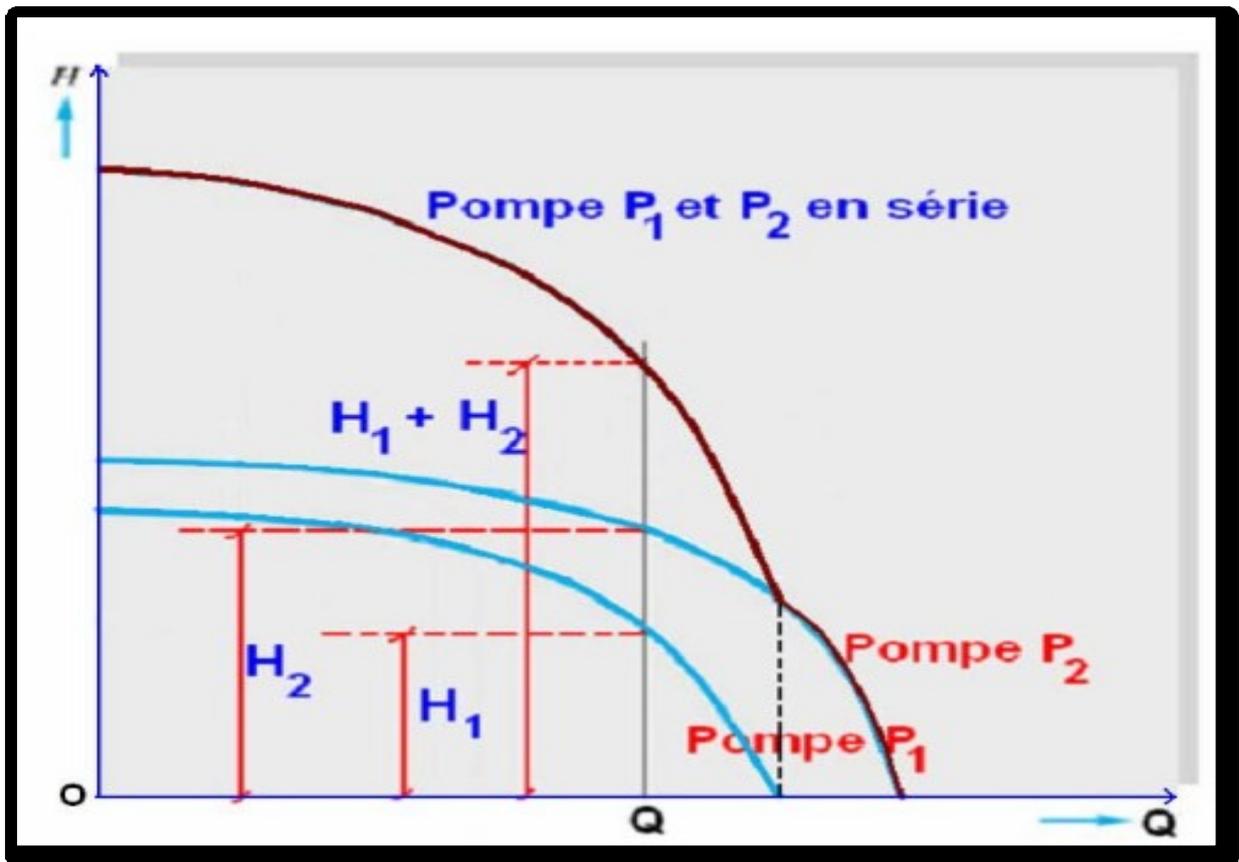


Figure VII.4. Courbe caractéristique du couplage en série

VII.3.Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT ;
- Meilleur rendement ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Etre fabriquée en série.

VII.4.Choix du nombre de pompes

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes n minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration requise ($NPSH$)_r minimale ;
- Nombre d'étage minimal ;
- Puissance absorbée minimale.

VII.5. Choix de la pompe

VII.5.1. Choix des pompes SP4

Tableau VII.1. Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	1 861,2	166	Aucune pompe	-	-	-	-	-	-	-
2	930,6	166	Aucune pompe	-	-	-	-	-	-	-
3	620,4	166	Aucune pompe	-	-	-	-	-	-	-
4	465,3	166	Aucune pompe	-	-	-	-	-	-	-
5	367,2	166	PM150/7A	74	161	1450	7	215	5,73	150
	374,4	166	PM125/2B	72,5	167	2950	2	233	15,7	125

A partir du tableau (VII.2), on a remarqué que la variante de cinq (05) pompes contient deux subdivisions, on a déduit que la pompe PM125/2B est la meilleure du point de vue hauteur manométrique, débit, nombre d'étage et vitesse.

Conclusion

On opte pour un nombre de pompe de Cinq (05) en plus de deux (02) pompes de secours.

Ces sept (07) pompes sont identiques de type PM125/2B installées en parallèle.

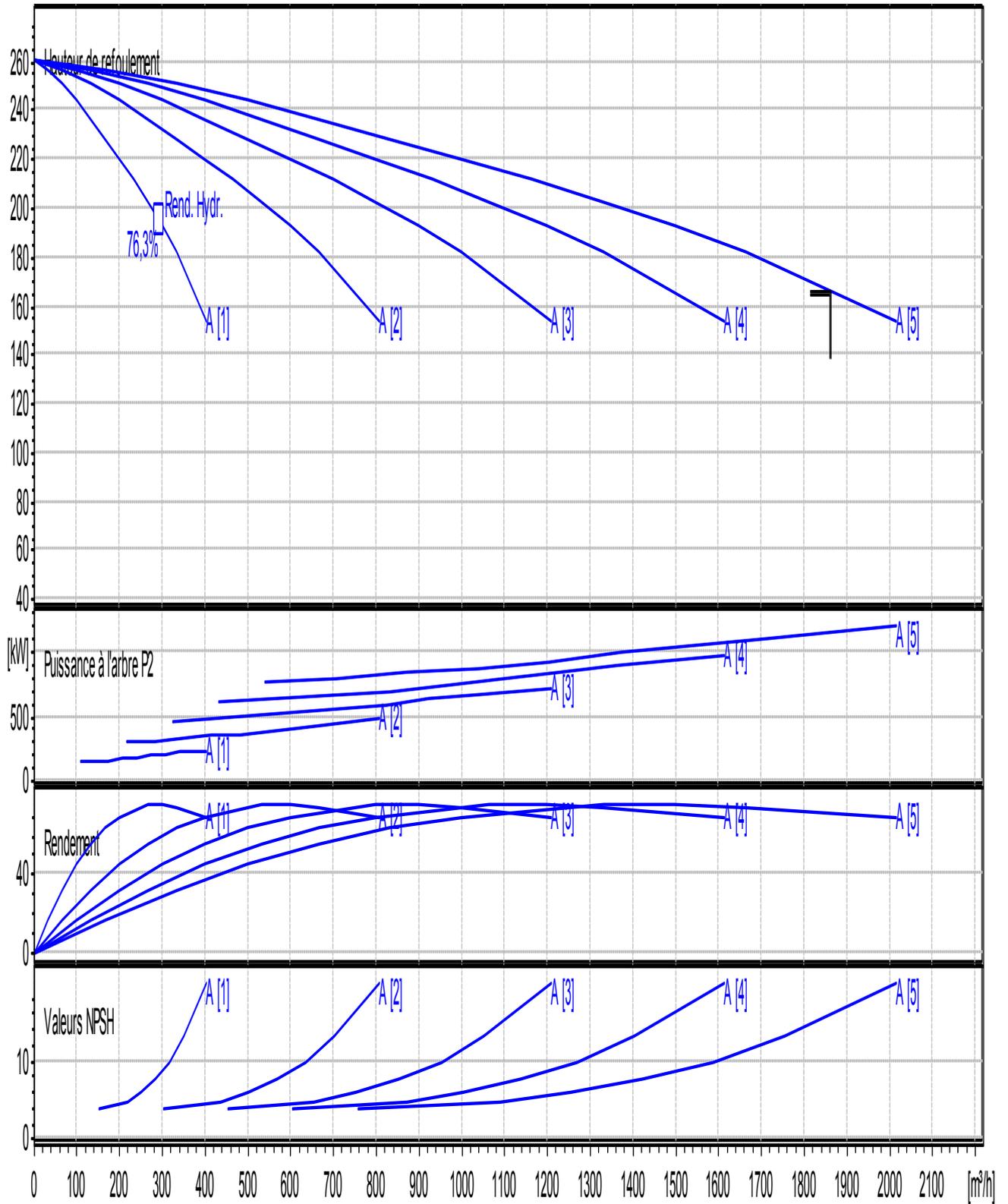


Figure VII.5. les courbes caractéristiques des pompes PM125/2B CAPRARI.

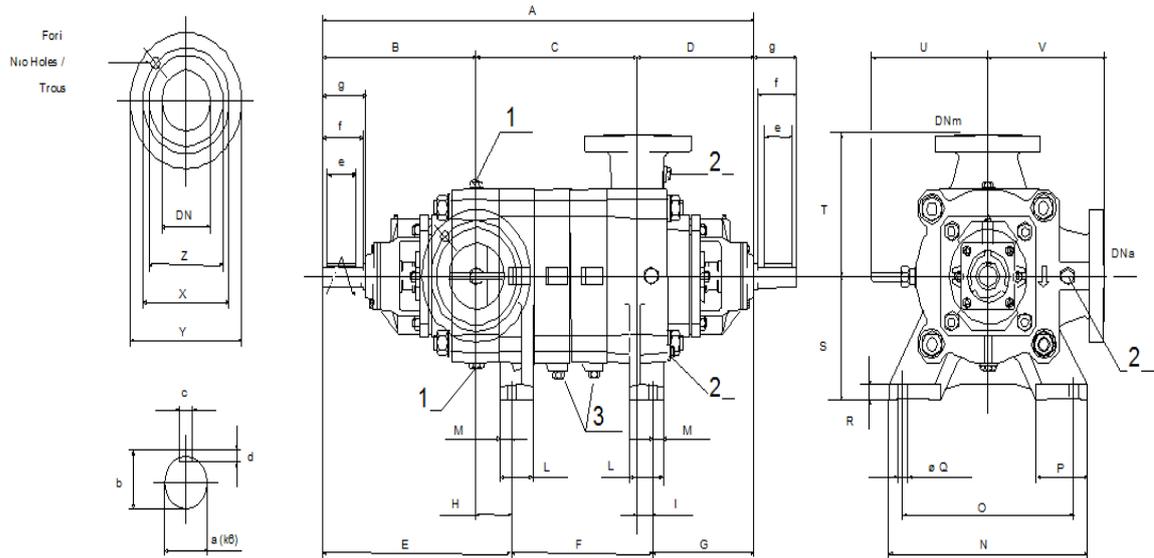


Figure VII.6. Encombrement de la pompe SP4

Tableau VII.2. Dimensions de la pompe SP4

A=1815	d=10	F=895	M=140	S=315	Y-s=360 Z-d=215 Z-s=278
a=55	b-d=25	f=130	N=680	T=370	
B=479	d-s=25	g=145	No=12	U=358	
b=59	DNa=150	G=301	O=590	V=370	
c=16	DNm=125	H=140	P=170	X-d=250	
C=985	E=691	I=50	Q=24	X-s=310	
D=351	e=120	L=125	R=40	Y-d=345	

VII.5.2. Choix des pompes SP5

Tableau VII.3. Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de Pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø r (mm)
1	64,80	141,2	PM100/8A	76	143	1450	8	333	1,91	100
	64,80	141,2	HVU50/4A+50	72,6	146	2950	4	349	5,17	50
2	32,1	141,2	HVU35/3A+30	70,4	137	2950	3	170	2,18	50
	31,7	141,2	HVU25/5A+25	69,6	134	2950	5	166	2,85	80
3	22,2	141,2	HMU40-2/6D	69,6	148	2950	6	123	1,97	40
	23,2	141,2	HUV 25/5A+25	69,4	162	2950	5	146	2,02	40
4	16,7	141,2	HMU40-1/7C	66,8	149	2950	7	100	2,16	40
	16,6	141,2	HVU18/6L+15	66,8	146	2950	6	97,5	2,47	40
5	13,3	141,2	HMU40-1/7D	64,8	148	2950	7	82,7	2,29	40
	13,7	141,2	HUV18/6L+15	64,6	158	2950	6	89,8	2,31	40

A partir du tableau (VII-4), on a remarqué que nos variantes contiennent plusieurs subdivisions, on a déduit que la pompe **HUV 50/4A+50** est la meilleure du point de vue nombre de pompes n minimal, meilleur rendement, vitesse maximale.

Conclusion

On opte pour un nombre de : une pompe (01) pompe en plus d'une (01) pompe de secours.

Ces deux (02) pompes sont identiques de type **HUV 50/4A+50** installées en parallèle.

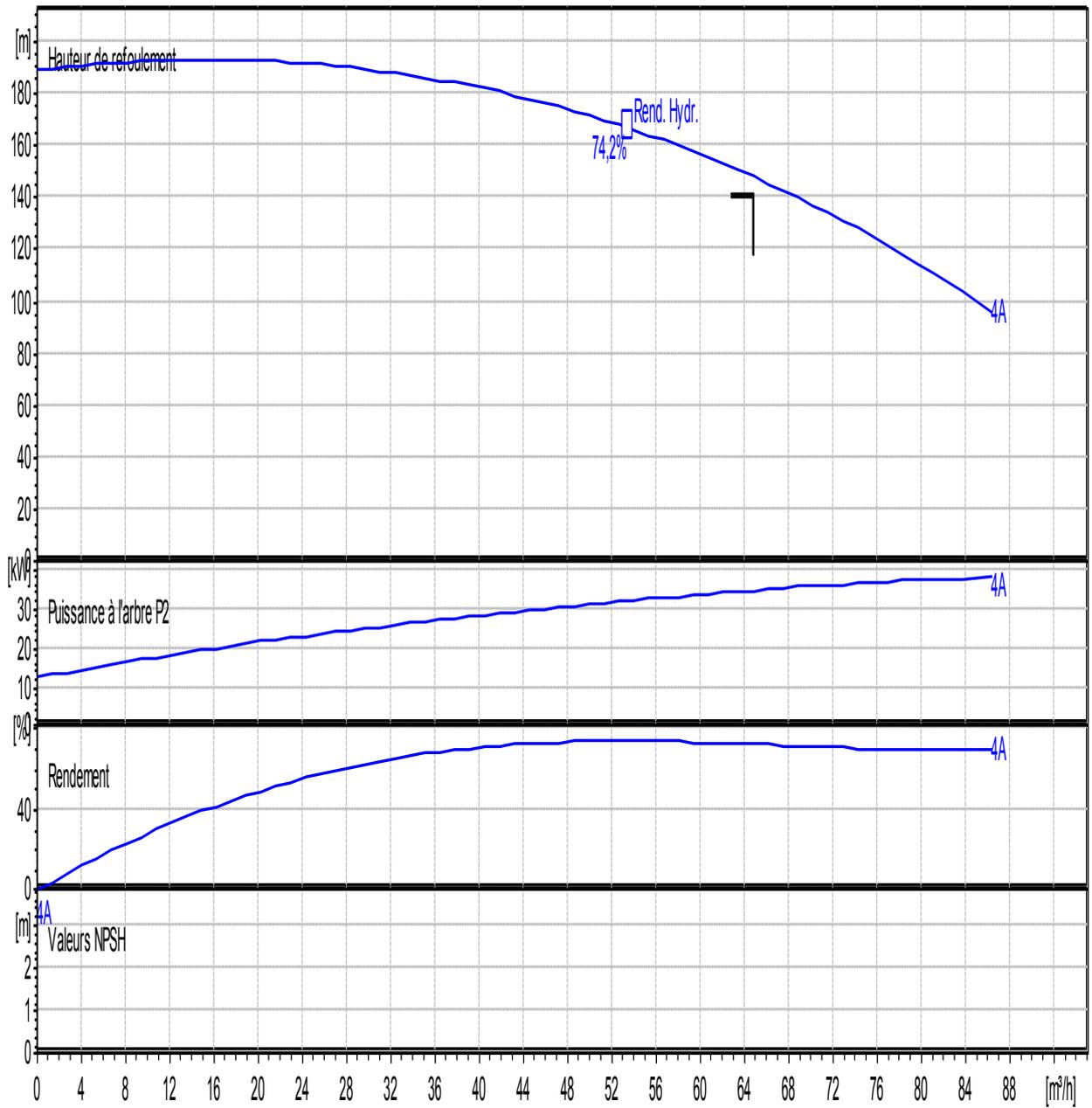


Figure VII.7. les courbes caractéristiques des pompes SP5

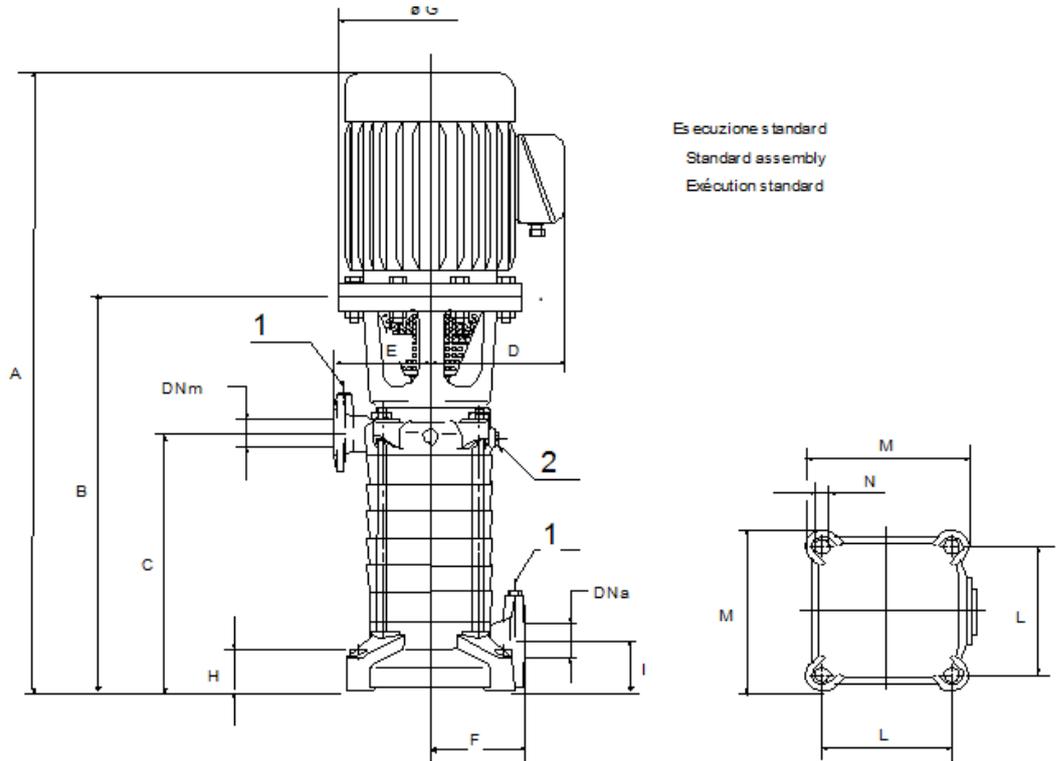


Figure VII.8. Encombrement de la pompe SP5

Tableau VII.4. Dimensions de la pompe type HUV 50/4A+50 de SP5

1=G3/8	D=382	I=18
2=G1/2	E=200	L=320
A=1392	F=200	M=347
B=638	G=400	N=22
C=352	H=8	

VII.6. Points de fonctionnement des pompes

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection des courbes caractéristiques hydrauliques : entre la courbe caractéristique de la pompe $[H-Q]_p$ donné par le constructeur ou par les essais de pompage, et la courbe caractéristique du réseau (de la conduite) $[H_c-Q]_R$.

Le point de fonctionnement est déterminé lorsque la ou les pompes sont en fonctionnement (en marche). La pompe fonctionnera dans de bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitationnelle et le débit lui correspondant dans la plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal.

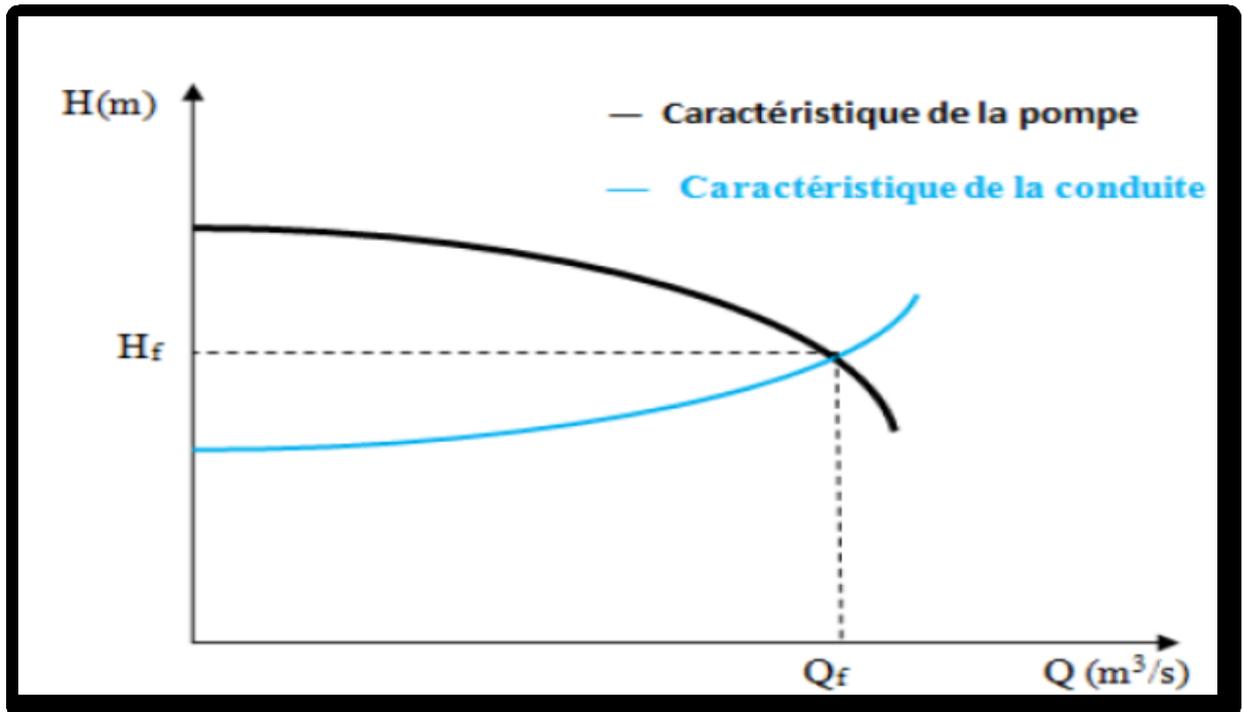


Figure VII.9. Le point de fonctionnement d'une pompe

VII.6.1. Courbe caractéristique de la conduite

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole dont l'équation est la suivante :

$$H_c = H_g + \Delta h_t \quad (\text{VII.1})$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

Δh_t : Perte de charge totale occasionnée par la conduite (m) ;

VII.6.1.1. Pertes de charge linéaires

La perte de charge linéaire est donnée en (m) par la formule suivante :

$$\Delta H_{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L_{ref} \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D_{eco}^5} \quad (\text{VII.2})$$

Avec :

λ : coefficient de frottement ;

L_{ref} : longueur de la conduite de refoulement (m) ;

Q : débit refoulé par la pompe (m^3/s) ;

g : accélération de la pesanteur (m/s^2) ;

D_{eco} : diamètre économique de la conduite (m).

VII.6.1.2. Pertes de charge singulières

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets,.....) Elles sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires.

VII.6.1.3. Pertes de charge totales

Ce sont la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières, alors:

$$\Delta H_T = \Delta H_{lin} + \Delta H_{sing} = \Delta H_{lin} + 0,10 \times \Delta H_{lin} \Rightarrow \Delta H_T = 1,10 \times \Delta H_{lin} ;$$

Donc la perte de charge totale en (m) sera :

$$\Delta H_T = 1,10 \times \Delta H_{lin} \quad (VII.3)$$

VII.6.2. Refoulement SP4 –Réservoir R12

Les calculs de la courbe caractéristique sont regroupés dans le tableau suivant.

Tableau VII.5. Courbe caractéristique de la conduite (SP4 – Reservoir R12).

N°	Q (m ³ /h)	5Q (m ³ /h)	Hg (m)	L _{ref} (m)	D _{éco} (mm)	λ	ΔH _{lin} (m)	ΔH _T (m)	Hc (m)
1	0	0	157,15	2 610	700	0,01502	0	0	157,150
2	50	250	157,15	2 610	700	0,01502	1,338	1,539	158,689
3	100	500	157,15	2 610	700	0,01502	2,676	3,078	160,228
4	150	750	157,15	2 610	700	0,01502	4,015	4,617	161,767
5	200	1000	157,15	2 610	700	0,01502	5,353	6,156	163,306
6	250	1250	157,15	2 610	700	0,01502	6,691	7,695	164,845
7	300	1500	157,15	2 610	700	0,01502	8,030	9,234	166,384
8	350	1750	157,15	2 610	700	0,01502	9,368	10,773	167,923
9	400	2000	157,15	2 610	700	0,01502	10,707	12,313	169,463
10	450	2250	157,15	2 610	700	0,01502	12,0454	13,852	171,002
11	500	2500	157,15	2 610	700	0,01502	13,383	15,391	172,541

La courbe caractéristique de la conduite est représentée ci-dessous dans la figure (Figure VII.10).

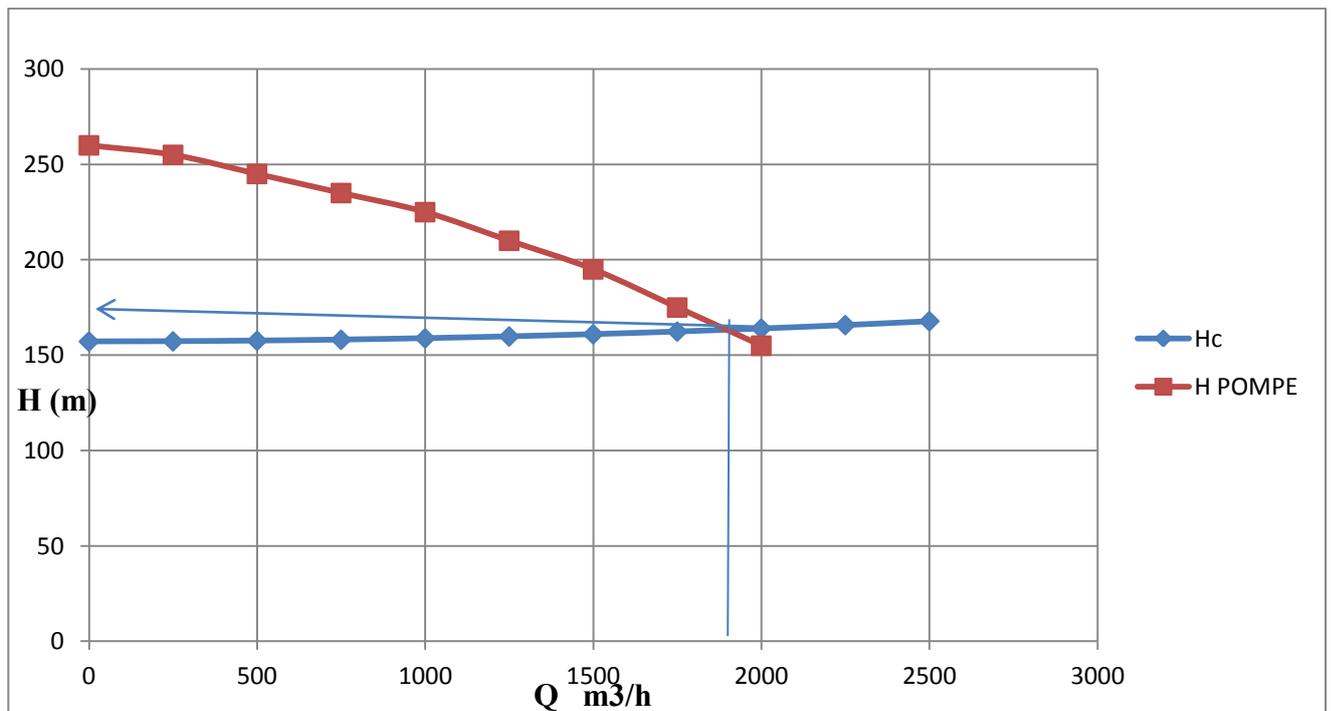


Figure VII.10. : Point de fonctionnement de la pompe SP4_R12

Les coordonnées du point de fonctionnement Pf= (Q_{pf}, H_{pf})=(1862,166)

$$\begin{cases} Q_{pf} = 1862 \text{ m}^3 / \text{h} \approx Q_{app} = 1861,2 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{pf} = 170 \text{ m} \approx H_{app} = 166 \text{ m} \end{cases} \implies \text{on n'utilise aucun mode de réglage de débit.}$$

VII.6.3. Refoulement SP5 –Réservoir R13

Les calculs de la courbe caractéristique sont regroupés dans le tableau suivant.

Tableau VII.6. Courbe caractéristique de la conduite (Refoulement SP5 –Réservoir R13)

N°	Q(m ³ /h)	Hg(m)	L _{ref} (m)	D _{éco} (mm)	λ	ΔH _{lin} (m)	ΔH _T (m)	Hc (m)
1	0	127,83	2 160	160	0,01518	0	0	127,83
2	10	127,83	2 160	160	0,01518	0,19	0,22	128,05
3	20	127,83	2 160	160	0,01518	0,79	0,91	128,74
4	30	127,83	2 160	160	0,01518	1,79	2,06	129,89
5	40	127,83	2 160	160	0,01518	3,18	3,66	131,49
6	50	127,83	2 160	160	0,01518	4,98	5,73	133,56
7	60	127,83	2 160	160	0,01518	7,17	8,25	136,08
8	70	127,83	2 160	160	0,01518	9,76	11,23	139,06
9	80	127,83	2 160	160	0,01518	12,75	14,67	142,50
10	85	127,83	2 160	160	0,01518	14,40	16,56	144,39

La courbe caractéristique de la conduite est représentée ci-dessous dans la figure (Figure VII.11).

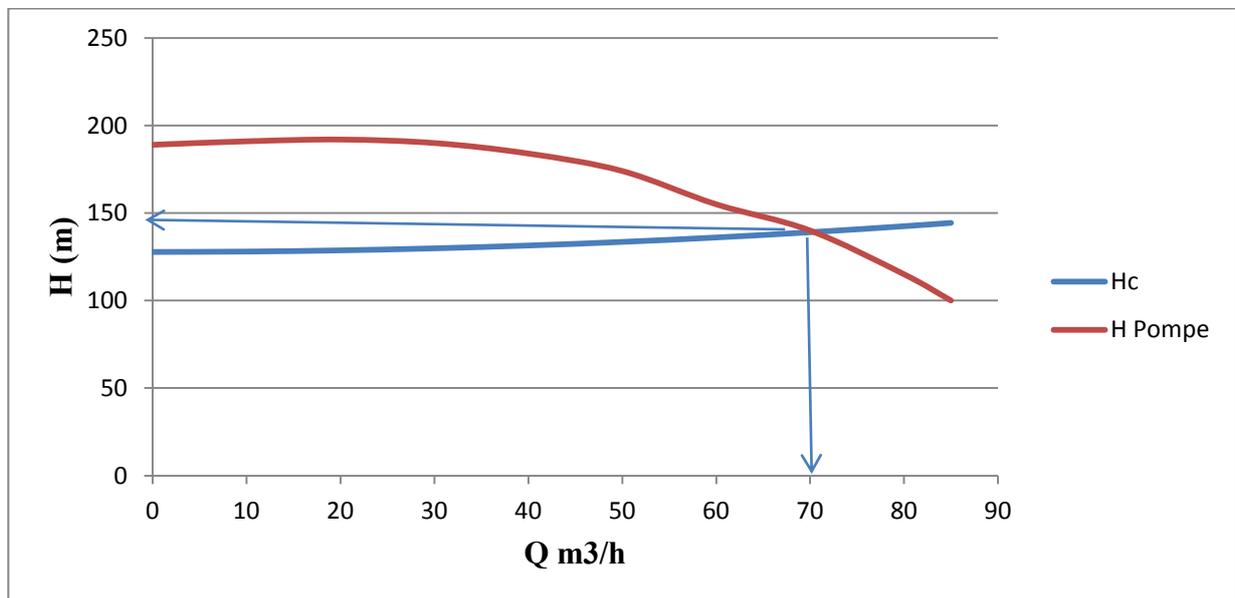


Figure VII.11. Point de fonctionnement de la pompe SP5_R13

Les coordonnées du point de fonctionnement Pf= (Q_{pf}, H_{pf})=(70,140)

$$\begin{cases} Q_{pf} = 70 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 64,8 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{pf} = 143 > H_{app} = 141,2 \text{ m} \end{cases} \implies \text{on doit effectuer un réglage de débit soit par :}$$

- vannage : quantitatif (on réduit l'ouverture de la vanne de refoulement).
- variation de la vitesse de rotation : qualitatif.

-variation du temps de pompage.

VII.7. Modes de réglage

Pour procéder à n'importe quels modes de réglage de débit il faut savoir : le débit du point de fonctionnement et le débit de la demande.

A. Débit disponible (débit de point de fonctionnement) > Débit appelé

Si le débit pompé est supérieur à la demande on corrige cet excès par un des modes de réglage suivants :

1) Réglage qualitatif : C'est le changement (diminution) de la vitesse de rotatif du moteur électrique. Cependant, la régulation électrique du moteur via un variateur de fréquences engendre une consommation d'énergie supplémentaire dont il faut tenir compte.

2) Réglage quantitatif : appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est :

$$\eta_{inst_{ap,van}} = \eta_{inst_{av,van}} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (VII.4)$$

- $\eta_{inst_{ap,van}}$: rendement de l'installation après le vannage (%) ;

- $\eta_{inst_{av,van}}$: rendement de l'installation avant le vannage (%) ;

- H_{app} : hauteur manométrique appelée (m) ;

- h_v : différence entre la hauteur H' et la hauteur appelée ;

$$h_v = H' - H_{app} \quad (VII.5)$$

- H' : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe $(H-Q)_R$ (m).

3) Diminution de temps de pompage : dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir. On détermine le volume d'eau refoulé par la pompe pendant un temps donné t et on détermine le nouveau temps de pompage.

Le nouveau temps de fonctionnement de la station est :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \quad (VII.6)$$

- t : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

- t' : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

- Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m^3/h).

4) Rognage : C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue (D_2) de la pompe de telle façon à refouler le débit appelé, cette méthode est déconseillée pour les pompes multicellulaires.

En utilisant les lois de similitude, on obtient l'équation de la droite de rognage :

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} * Q \quad (\text{VII.7})$$

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé ;

H_{app} : hauteur manométrique totale appelé (m).

▪ Le pourcentage de rognage :

$$R = (1-m)*100 \quad (\text{VII.8})$$

R : pourcentage de rognage (%) ;

m : coefficient de rognage ;

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_E}}$$

Q_E : débit donnée par l'intersection de la droite de rognage avec la courbe (H-Q)_p de la pompe.

Le diamètre de la roue rognée sera «d» est devra notamment correspondre au débit appelée.

Avec : $d = m * D_2$

D_2 : diamètre extérieure de la roue initiale.

La nouvelle courbe caractéristique de la pompe (H-Q)_p pourra être facilement tracé par points, puisque $Q' = m^2 Q$.

5) Changement de type de pompe

B- Débit disponible < Débit appelé

Dans ce cas la, il faut faire un réglage soit :

- ✓ **Qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe
- ✓ **Changement de type de pompe**

VII .7.1 : Refoulement : SP5_R13

a) Vannage

$$\eta_{inst}^{av, van} = 72,6\%$$

$$H' = 148 \text{ m}$$

$$h_v = 148 - 141,2 \Rightarrow h_v = 6,8 \text{ m.}$$

$$\eta_{inst}^{ap, van} = 72,5 * \frac{141,2}{148} \Rightarrow \eta_{inst}^{ap, van} = 69,17 \%$$

la nouvelle puissance absorbée:

$$Q = \frac{Q_{app}}{n}$$

n : nombre de pompes en parallèle (n=1);

$$\text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 64,8 * 148}{0,6917 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{37,49 \text{ Kw.}}$$

b) Diminution du temps de pompage

Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{64,8}{70} * 20 \Rightarrow t' = 18,51 \text{ h} = 18 \text{ h } 30 \text{ min}$

Le rendement correspondant au débit $Q_{Pf}=70 \text{ m}^3/\text{h}$ est : 72,6 %.

On détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que :

$$Q = 64,8 \text{ m}^3 / \text{h} . \text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 70 * 141,2}{0,726 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{37,10 \text{ Kw}}$$

Conclusion

On opte un réglage par la diminution de la durée de pompage car elle donne un rendement plus élevé et puissance absorbée faible par rapport au réglage par vannage.

VII.8. Vérification de la condition de non cavitation

VII.8.1. Définition de la cavitation

C'est la perturbation du courant liquide juste à l'entrée de la pompe en fonctionnement, cela se produit pour à une température constante, la pression absolue est inférieure ou égale à la tension de vapeur d'eau.

VII.8.2. Condition de non cavitation

Pour que le phénomène de cavitation ne paraisse pas, la condition suivante doit être vérifiée :

$$NPSH_{\text{disponible}} > NPSH_{\text{requis}}$$

Le N.P.S.H. (Net Positive Suction Head) ou charge nette d'aspiration.

NPSH_{requis} : elle est propre à la pompe; elle est tirée de la courbe expérimentale remise par le constructeur.

NPSH_{disponible} : Les paramètres qui interviennent dans son calcul dépendent de l'installation et doivent être déterminés afin de vérifier la condition de non cavitation.

VII.8.3. NPSH

Le N.P.H.S. (Net Positive Suction Head) ou Hauteur de charge nette absolue est simplement une mesure permettant de quantifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter la vaporisation au niveau le plus bas de la pression dans la pompe.

Une pompe est caractérisée par sa capacité maximale d'aspiration qui est la valeur du vide qu'elle peut produire. Cette caractéristique varie suivant le type et la conception technique de la pompe.

Théoriquement, la hauteur maximale d'aspiration, dans une cavité où règne le vide absolu, est égal à la pression atmosphérique, c'est à dire à 1013 mbar au niveau de la mer (10.13 m d'eau). Elle diminue progressivement quand l'altitude augmente.

En réalité cette hauteur est limitée, non seulement par les pertes de charge dans la conduite d'aspiration mais également par les propriétés physiques du liquide.

Il est indispensable que le NPSH disponible dans le système hydraulique soit plus élevé que le NPSH requis par la pompe. Généralement on prend une marge de sécurité supplémentaire de 0,5 m.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (VII.9)$$

-r : marge de sécurité, r = (0,3 – 0,5) m. On prend : r = 0,5 m.

Dans notre cas, on a à faire à des installations en charge au niveau de chaque station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + r - Pat + Tv + \sum h_p^{asp} + \frac{V_a^2}{2g} \quad (VII.10)$$

- V_a : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s) ;

- P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e) ; $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H$

Avec : H : altitude de la station.

- T_v : tension de vapeur d'eau (m.c.e)

Tableau VII.7. Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

T (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
P_v (m.c.e)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

Pression absolue (Pa) de vaporisation d'eau sera choisie pour une température de 20°C qu'est égale à 0,24 mce.

- H_{asp} : Perte de charge totale du coté aspiration.

$$H_{asp} = (1,10 - 1,15) * H_{asp}^{lin} \quad (VII.11)$$

H_{asp}^{lin} : Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour le collecteur et la conduite d'aspiration. En utilisant la formule suivante :

$$H_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{L_r * Q_{app}^2}{D_c^{4,772}} + \frac{l_r * Q_a^2}{D_a^{4,772}} \right) \quad (VII.12)$$

L_r : longueur du collecteur d'aspiration principale ;

l_r : longueur de la conduite d'aspiration secondaire ;

Q_a : débit refoulé par une seule pompe (m^3/s) ;

$$Q_a = \frac{Q_{app}}{n} \quad (VII.13)$$

Avec : n : nombre de pompes en parallèles.

D_c : diamètre du collecteur d'aspiration principal (m),

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * Q_{app}}{\pi * V_c}} \quad (VII.14)$$

Avec : V_c : vitesse d'écoulement dans le collecteur d'aspiration (m/s),

On prend: $V_c = 1,5$ m/s.

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration, donné en première approximation :

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN1 \quad (VII.15)$$

Avec : $DN1$: Diamètre de la tubulure d'aspiration (mm).

➤ Calage de la pompe

Le calage de la pompe est de déterminer la côte exacte de l'axe de la pompe par rapport à niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation.

Pour les installations en charge : $\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - r \quad (VII.16)$

∇_{axe} : niveau de l'axe de la pompe (m) ;

∇_{min} : niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (m)

- r : marge de sécurité, $r = (0,1 - 0,3)$ m.

a) Refoulement : SP4- Réservoir R12

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 15,7$ m
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 448 = 9,71$ m
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20$ °C : $T_v = 0,24$ mce
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = (1,2 - 1,5) * DN1$

Donc : $D_a = 1,5 * 150 \Rightarrow D_a = 225mm$

- La vitesse d'aspiration: $V_a = \frac{4 * 374,4}{3,14 * 0,250^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 1,2(m/s)$

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 1861,2}{3,14 * 1,5 * 3600}} \Rightarrow D_c = 0,66m$$

- On pose $D_c = 0,7m \Rightarrow V_c = \frac{4 * 1861,2}{3,14 * 0,7^2 * 3600} \Rightarrow V_c = 1,34m/s$

- Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 700mm$

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,00173 * \left(\frac{50 * \left(\frac{1861,2}{3600}\right)^2}{0,7^{4,772}} + \frac{1,5 * \left(\frac{374,4}{3600}\right)^2}{0,25^{4,772}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,148m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,10 * 0,148 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,163m$
- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 15,7 + 0,5 - 9,71 + 0,24 + \frac{1,2^2}{2 * 9,81} + 0,163 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = - 6,97 m$$

La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 448 + 6,97 - 0,2 \Rightarrow \nabla_{axe} = 454,77$

b) Refoulement : SP5- Réservoir R13

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 5,17 m$
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 560 = 9,55 m$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^{\circ} = 20^{\circ}C$: $T_v = 0,24 mce$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = (1,2 - 1,5) * DN1$

$$\text{Donc : } D_a = 1,5 * 65 \Rightarrow D_a = 97,5mm$$

- La vitesse d'aspiration: $V_a = \frac{4 * 64,8}{3,14 * 0,11^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 1,45(m/s)$
- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 64,8}{3,14 * 1,5 * 3600}} \Rightarrow D_c = 0,123m$$

- On pose $D_c = 0,125m \Rightarrow V_c = \frac{4 * 64,8}{3,14 * 0,125^2 * 3600} \Rightarrow V_c = 1,54m/s$
- Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 125mm$
- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,00173 * \left(\frac{50 * \left(\frac{64,8}{3600}\right)^2}{0,125^{4,772}} + \frac{1,5 * \left(\frac{64,8}{3600}\right)^2}{0,110^{4,772}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,603m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,10 * 0,603 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,663m$
- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 5,17 + 0,5 - 9,55 + 0,24 + \frac{1,45^2}{2 * 9,81} + 0,663 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -2,87 m$$

- changement de type d'installation.

-Installation en aspiration:

$$h_{adm}^{asp} = Pat - (NPSH)r - r - Tv - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g}$$

$$h_{adm}^{asp} = 9,55 - 5,17 - 0,5 - 0,24 - \frac{1,45^2}{2 * 9,81} - 0,663 - 0,24 = 2,87m$$

La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 560 + 2,87 - 0,2 \Rightarrow \nabla_{axe} = 562,77m$

VII.9.Dimensionnement de la variante proposée

On présente dans le tableau ci-dessous une récapitulation du dimensionnement de toutes les stations de pompage de la variante proposée

Tableau VII.8.Récapitulatif du dimensionnement de toutes les stations de pompage de la variante proposée ;

Stations	Refole Vers	Débit l/s	HMT mce	Type de pompe	N° de pompe	η (%)	HMT mce	Vitesse tr/min	N° d'étage	P _{abs} kw	NPSH _r m	Φ mm
SP4	R12	517,0	169,0	PM125/2B	5	72,5	167	2950	2	233	15,7	125
SP5	R13	21,0	141,2	HUV 50/4A+50	1	72,6	146	2950	4	34,9	5,17	50
SP14	R23	12,0	38,4	PM100/3D	1	69,9	39,9	1450	3	7,01	1,89	100
SP14	SP15	163,2	246,9	PM125/3B	2	76,2	250	2950	3	262	8,28	125
SP15	R25	50,0	186,3	PM100/4B	1	69,8	187	2900	4	129	6,93	100
SP 6	R16	122,4	71,7	MEC-AZRB H2/125	1	78	73	2950	2	115	6,16	125
SP 6	R17	181,2	281,4	PM125/3A	2	75,7	282	2950	3	324	10,5	125
SP7	SR8	92,8	185,3	PM100/4A	1	74,3	232	2950	4	145	6,23	100
SP8	SR9	92,8	206,8	PM100/4A	1	74,3	232	2950	4	145	6,23	100
SP9	R18	92,8	218,8	PM100/4A	1	74,3	232	2950	4	145	6,23	100
SP11	SP12	62,0	197,8	PM125/3D	1	75,8	216	2950	3	187	5,2	125
SP12	SP13	62,0	202,4	PM125/3D	1	75,8	216	2950	3	187	5,2	125
SP13	R21	62,0	177,5	PM125/3D	1	75,8	216	2950	3	187	5,2	125

Conclusion

Tout au long de ce chapitre, nous avons énoncé les principes fondamentaux pour la bonne conception des stations de pompage et détaillé les composants hydrauliques nécessaires à leur exploitation.

Par la suite, un choix de groupes de pompage a été établi pour les deux (2) stations de pompage du notre exemplaire pour assurer un fonctionnement optimal du transfert.

Chapitre VIII

Equipements et ouvrages du projet.

Introduction

Dans ce chapitre nous allons exposer les différents types de pose selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter et aussi les équipements qu'on doit installer tout en long notre réseau.

VIII.1. Equipements sur conduites

Le long d'une canalisation divers accessoires sont installés pour :

- ❖ Assurer un bon écoulement ;
- ❖ Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- ❖ Protéger les canalisations ;
- ❖ Changer la direction ;
- ❖ Raccorder deux conduites ;
- ❖ Changer le diamètre ;
- ❖ Soutirer les débits.

VIII.1.1. Vidanges (vannes de décharges)

Elle n'est autre qu'un robinet disposé aux points bas du tracé en vue de la vidange de la conduite. Ce robinet comme toute pièce de ce genre sera posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie. Cet appareil doit toujours être facilement accessible.

VIII.1.2. Ventouses

La ventouse est un appareil de dégazage qui est actionnée par la simple présence d'air. Une bille placée en dessous de la purge, vient boucher l'orifice quand elle est poussée par l'eau (poussée d'Archimède).

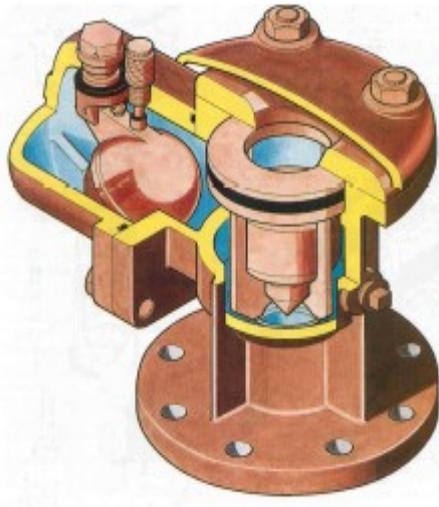
Le rôle d'une ventouse est d'évacuer l'air contenu dans les conduites, lorsque la conduite est vide, on procède à son remplissage en chassant l'air petit à petit. Elle permet aussi l'évacuation de l'air dissous dans l'eau. L'air se cantonne aux points hauts des canalisations, s'il ne peut s'échapper, il peut contrarier grandement l'écoulement et entraîner parfois des ruptures.

Les ventouses seront donc prévues aux points hauts définis, soit par rapport à un plan horizontal, soit par rapport à la ligne piézométrique. Il est souhaitable d'en prévoir aussi aux changements de pente, ainsi qu'en cours de tracé d'une longue partie de conduite ascendante ou descendante.

VIII .1.2.1. Types de ventouses

Il existe deux types de ventouse :

- ❖ Ventouse simple.
- ❖ Ventouse à deux orifices réunis en un seul appareil.



Ventouse à double orifice



Ventouse simple

Figure VIII.1. Les différents types de ventouses

VIII.1.3. Vannes en route

Le critère pour l'emplacement de ces vannes est fait de manière à ne pas avoir des tronçons à vider ou à remplir supérieurs à 3 km. L'espacement résultant entre vannes dépendra des particularités des profils en long.

Ces équipements doivent être logés dans des regards.

VIII .1.4. Vannes de régulation de pression

Elles ont pour rôle de réduire et stabiliser la pression d'un réseau (pression aval) à partir d'une conduite à pression plus élevée (pression amont) quelles que soient les variations de la pression amont et du débit demandé.

Elles permettent de fermer la conduite et de remettre en régulation par commande manuelle.

VIII .1.5. Vannes de survitesse

Des vannes de survitesse sont prévues à la sortie des réservoirs qui alimentent des tronçons gravitaires. Leur fonction est d'interrompre automatiquement l'écoulement en cas d'incident sur la conduite aval afin d'éviter que le réservoir ne se vide totalement.

Une rupture sur la conduite gravitaire engendrerait un débit supplémentaire et par conséquent une vitesse, supérieure à sa valeur nominale. Ces vannes seront donc équipées d'un dispositif qui provoquera leur fermeture si la vitesse d'écoulement dépasse un certain seuil qui sera

ajusté à environ 15 % au-dessus de la vitesse nominale. Les caractéristiques et le nombre des vannes de survitesse figurent dans le tableau suivant.

VIII.1.6. Robinetterie

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvres lentes pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue pour une rotation de 90° de la partie tronconique.

Tous les éléments de robinetterie doivent être facilement démontables. Les joints de démontage prévus à cet effet seront auto butés.

Chaque vanne sera posée avec un joint de démontage de type auto-butée.

On distingue les robinets vannes à coin (à opercule) et les robinets vannes papillon.

a) Robinet vanne à coin (à opercule)

Les robinets vannes à opercule sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon. L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin.

Les vannes seront à commande par volant permettant la manœuvre par un seul homme (fermeture sens horaire).

Seront exclusivement acceptées les vannes à passage rectiligne avec obturateur surmoulé d'élastomère. Leur revêtement intérieur et extérieur sera en époxy (épaisseur min. 100 microns).



Figure VIII.2. Robinets vanne à opercule

b) Vannes papillons

Les vannes papillon peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, légers, le couple de manœuvre est faible. Elle occasionne une faible perte de charge. Généralement utilisé à la sortie des réservoirs.



Figure VIII.3. Robinets vanne papillon

VIII .1.7. Clapet anti-retour

C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens. Ils seront à faible inertie, à fermeture rapide et sans à coups pour les pompes à grand débit et à battants pour les petites pompes.

La visserie en contact permanent ou en marnage avec l'eau ou en milieu condensant sera prévue en acier inoxydable ou équivalent.

Sur toutes les pièces soumises aux vibrations et aux chocs, la visserie sera freinée par des procédés adéquats : barrettes soudées, application de résine spéciale anaérobie, etc.

Les joints d'étanchéité seront montés entre brides et seront du type plat adapté en fonction des caractéristiques de celles-ci. Les joints seront réalisés soit en caoutchouc toilé, soit en caoutchouc synthétique. Ils devront assurer l'étanchéité pour la pression maximale admissible (PMA).

L'ensemble de la boulonnerie d'assemblage constitué par des vis, goujons, tirants filetés, écrous et rondelles, sera réalisé en acier et sera conforme aux règles de la normalisation en ce qui concerne les diamètres et l'exécution des filetages qui ne devront présenter aucun point dur.

Toute la boulonnerie sera protégée par une protection "type cadmiage" ou galvanisation. Elle devra résister à la pression maximale admissible (PMA).

VII.1.8. By-pass

Le by-pass est utilisé pour les rôles suivants:

- Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente ;
- Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service ;
- Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

VIII.1. 9.Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- La déviation d'une partie d'écoulement ;
- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage ;
- Le changement de diamètre de la conduite ;
- Le montage et le démontage des accessoires ;
- Le changement de direction de la conduite.

1) Coudes

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillé et ramifié, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle α de : $\frac{1}{4}$ (90°), $\frac{1}{8}$ (45°), $\frac{1}{16}$ ($22^\circ 30'$), $\frac{1}{32}$ ($11^\circ 15'$).

2) Tés

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des Canalisations d'adduction en cas de piquage.

Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et brides.

3) Cônes

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue :

- Les cônes à deux emboîtements ;
- Les cônes à deux brides ;
- Les cônes à emboîtement et bride.

4) Joints

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...).

VIII.2.Métrie

VIII.2.1.Mesure de débit

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- a) Le diaphragme ;
- b) Le venturi ;
- c) La tuyère.
- d) Débitmètre électromagnétique

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression. La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle.

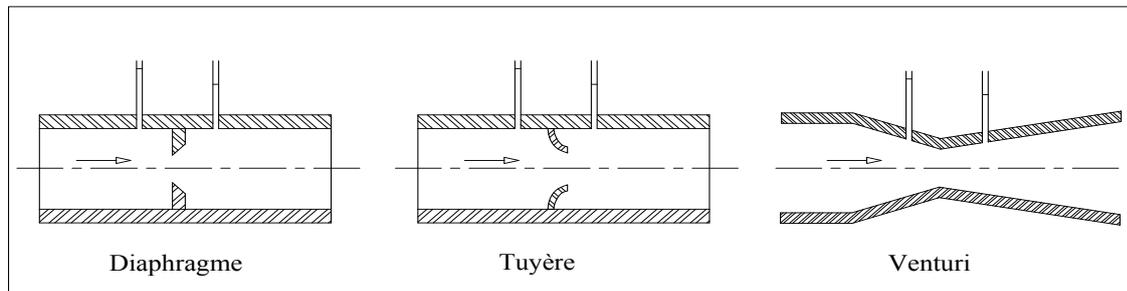


Figure VIII.4. Débitmètres déprimogènes

- **Débitmètre électromagnétique**

Un débitmètre électromagnétique sera installé sur le collecteur de refoulement en aval du branchement pour l'anti-bélier.

- **Débitmètre à ultrason**

Le bon fonctionnement de toute installation industrielle mettant en œuvre des fluides passe par la maîtrise et la connaissance des débits.

Tous les réservoirs projetés seront équipés de débitmètres à ultrason et même au niveau des regards de la desserte R23, R25, SR14. Ces débitmètres serviront à contrôler l'adduction d'eau selon les critères de dimensionnement du projet en servant aussi à détecter des possibles fuites sur les conduites ou dans les réservoirs.

VIII.2.2.Pression

Un capteur de pression analogique sera installé en complément du pressostat sur chaque collecteur de refoulement et en sortie du local de pompage ou à l'intérieur de cette dernière

- échelle : en bars suivant les stations
- Pression nominale : PN celle de la station

Les lignes d'impulsion et l'appareil seront disposés au-dessous des prises d'impulsion. Ce capteur de pression sera pourvu d'un robinet trois voies de mesure.

VIII.2.3.Niveaux

- **Réservoirs**

Chaque cuve de ces réservoirs sera équipée d'une sonde de mesure du niveau en continu ayant les caractéristiques suivantes :

Ces mêmes réservoirs seront chacun équipés de deux poires de sécurité à contacts secs pour :

- un niveau haut ;
- un niveau bas.

Bâche d'aspiration

Chaque bâche d'aspiration sera équipée :

- d'une sonde de niveau ayant les mêmes caractéristiques que celle des réservoirs
- d'une poire de niveau pour le niveau bas ;

Conclusion

Les accessoires à utilisés dans notre projet seront :

- ◆ Les réservoirs anti-bélier à la sortie de chaque station de pompage.
- ◆ Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites;
- ◆ Les vannes de décharge pour vidanger, nettoyer et réparer les conduites;
- ◆ Les robinets vannes pour isoler le tronçon à entretenir;
- ◆ Les vannes papillons à la sortie des réservoirs pour interrompre l'écoulement dans le cas ou les conduites éclatent ;
- ◆ Les clapets anti-retour ;
- ◆ Les manchons pour le montage et le démontage des différents accessoires ;

Chapitre IX Etude comparative des couts

Introduction

Ce chapitre explique et démontre en premier lieu la différence entre les couts totaux de notre variante proposée et celle présentée dans l'avant projet détaillé ;

IX.2.1. La variante proposée

Tableau IX.1. Les frais d'exploitation de la variante proposée

Station	Refole Vers	Débit l/s	HMT (mce)	Puissance des pompes (Kw)	Energie consommée (Kwh)	Frais d'exploitation (DA)
SP4	R12 (Tizi kachouchen)	517,0	170,0	1 150	8 392 089	45 317 279,30
SP5	R13 (Ouled Brahim)	509,0	140,0	932	6 804 190	36 742 625,14
SP6	R17 (El M'Hir)	163,0	220,0	469	3 424 056	18 489 903,70
	R16 (El M'hir)	153,0	85,0	170	1 241 769	6 705 554,87
SP7	SP10: SP' vers Ben Daoud	8,0	220,0	23	168 052	907 479,94
	SR8: SP' vers hanana	92	245,0	295	2 152 209	11 621 930,54
SP 8	SR 9	92	245,0	295	2 152 209	11 621 930,54
SP 9	R 18 (Hanana)	92,0	245,0	295	2 152 209	11 621 930,54
SP10	R19 (Bendaoued)	8,0	200,0	21	152 774	824 981,76
SP11	R20 (Belmziti)	8,4	35,0	4	28 072	151 590,40
	SR12	54,0	230,0	162	1 185 911	6 403 920,91
SP 12	SR 13	54,0	230,0	162	1 185 911	6 403 920,91
SP 13	R 21 (Fedhala)	54,0	230,0	162	1 185 911	6 403 920,91
Frais d'exploitation annuelle 193 708 295,32 DA						

IX.2.2. La variante améliorée :

Tableau IX.2. Les frais d'exploitation de la variante améliorée

Station	Refole Vers	Débit l/s	HMT (mce)	Puissance des pompes (Kw)	Energie consommée (Kwh)	Frais d'exploitation (DA)
SP4	R12	517,0	166,0	1 143	8 343 928	45 057 213,73
SP5	R13	18,0	141,2	33	242 740	1 310 795,73
SP14	R23	12,0	38,4	6	43 984	237 513,90
SP14	SP15	163,2	246,9	527	3 847 719	20 777 680,78

SP15	R25	50,0	186,3	122	889 466	4 803 114,25
SP 6	R16	122,4	71,7	115	837 941	4 524 879,75
SP 6	R17	181,2	281,4	667	4 869 124	26 293 269,05
SP7	SR8	92,8	188,3	229	1 668 606	9 010 474,77
SR8	SR9	92,8	210,8	256	1 868 103	10 087 754,76
SR9	R18	92,8	220,9	268	1 957 220	10 568 987,15
SP11	SP12	62,0	201,0	163	1 189 917	6 425 552,10
SP12	SP13	62,0	201,1	163	1 190 631	6 429 407,35
SP13	R21	62,0	178,6	145	1 057 371	5 709 803,30
Frais d'exploitation annuelle 151 236 446,62 DA						

IX.3.Frais d'amortissement

Se sont des frais lies aux montants des conduites utilisées dans notre projet

IX.3.1.La variante proposée :

Tableau IX. 3. Les frais d'amortissement de la variante proposée

Nœud Amon t	Nœud Aval	Ø (mm)	Matériau	L (m)	PN	Prix Unitaire	Mantant de la conduite	Frais d'amortissement annuel
SP4	R12	700	ACIER	2610	25	34 600,00	90 306 000,00	8 579 070,00
R12	SP5	700	ACIER	2651	16	34 600,00	91 724 600,00	8 713 837,00
SP5	R13	700	ACIER	1720	25	34 600,00	59 512 000,00	5 653 640,00
R13	Y2	700	ACIER	20060	25 & 40	34 600,00	694 076 000,00	65 937 220,00
Y2	SP 6	600	ACIER	3860	16	30 430,00	117 459 800,00	11 158 681,00
SP 6	R16	400	ACIER	1925	10	19 670,00	37 864 750,00	3 597 151,25
R16	R15	160	PEHD	4391	16	2 890,00	12 689 990,00	1 205 549,05
		125	Acier	2400	25	2 540,00	6 096 000,00	579 120,00
SP 6	R17	400	ACIER	5400		19 670,00	106 218 000,00	10 090 710,00
R17	Y3	400	ACIER	1215	16	19 670,00	23 899 050,00	2 270 409,75
Y3	SP7	400	PEHD	5750	10	11 860,00	68 195 000,00	6 478 525,00
SP7	SR8	300	Acier	3360	30	16 700,00	56 112 000,00	5 330 640,00
SR8	SR9	300	Acier	3460	30	16 700,00	57 782 000,00	5 489 290,00
SR9	R18	300	Acier	2065	30	16 700,00	34 485 500,00	3 276 122,50
SP7	SP10	100	Acier	3900	25	9 140,00	35 646 000,00	3 386 370,00
SP10	R19	100	Acier	2820	25	9 140,00	25 774 800,00	2 448 606,00
Y3	SP11	315	PEHD	1362	10	9 700,00	13 211 400,00	1 255 083,00
SP11	SR12	250	Acier	7632	25	13 840,00	105 626 880,00	10 034 553,60
SR12	SR13	250	Acier	935	25	13 840,00	12 940 400,00	1 229 338,00
SR13	R21	250	Acier	1115	25	13 840,00	15 431 600,00	1 466 002,00

Chapitre IX. Etude comparative des couts | 2015_2016

R21	R22	125	Acier	3060	25	11 970,00	36 628 200,00	3 479 679,00
Y2	P6	400	ACIER	2951	16	19 670,00	58 046 170,00	5 514 386,15
P6	SP14	400	ACIER	2877	16	19 670,00	56 590 590,00	5 376 106,05
SP14	SP15	400	ACIER	6400	25	19 670,00	125 888 000,00	11 959 360,00
SP15	R25	400	ACIER	1740	25	19 670,00	34 225 800,00	3 251 451,00
SP14	R24	125	PEHD	780	16	2 540,00	1 981 200,00	188 214,00
P6	R23	160	PEHD	445	16	2 890,00	1 286 050,00	122 174,75
Somme				96 884		1 979 697 780,00		188 071 289,10

IX.3.2. Variante améliorée :

Tableau IX.4. Les frais d'amortissement de la variante améliorée

Nœud Amon t	Nœud Aval	Ecoul ement	Diamètre extérieur (mm)	Matéri aux	Longueur (m)	Classe de pression (Bar)	Prix Unitair e (DA)	Mantant de la conduite (DA)	Frais d'amortissee nt annuel
SP4	R12	R	700	ACIER	2675	25	34 600	92 555 000	8 792 725
R12	SP5	G	700	ACIER	2500	10	34 600	86 500 000	8 217 500
SP5	R13	R	160	PEHD	2160	16	2 890	6 242 400	593 028
SP5	P7	G	700	ACIER	9000	25	34 600	311 400 000	29 583 000
P7	R14	G	160	PEHD	400	16	2 890	1 156 000	109 820
Y2	SP14	G	400	ACIER	2770	10	19 670	54 485 900	5 176 161
SP14	R23	R	160	PEHD	610	10	2 890	1 762 900	167 476
SP14	SP15	R	400	ACIER	7440	25	19 670	146 344 800	13 902 756
P6	R24	G	160	PEHD	940	10	2 890	2 716 600	258 077
SP15	R25	R	315	PEHD	1270	20	10 600	13 462 000	1 278 890
Y2	P 8	G	500	ACIER	500	10	26 500	13 250 000	1 258 750
P8	R15	G	160	PEHD	1030	10	2 890	2 976 700	282 787
P8	SP 6	G	500	ACIER	530	10	26 500	14 045 000	1 334 275
SP 6	R16	R	315	PEHD	543	10	9 700	5 267 100	500 375
SP 6	R17	R	400	ACIER	6390	25	19 670	125 691 300	11 940 674
R17	Y3	G	400	PEHD	1220	10	11 860	14 469 200	1 374 574
Y3	SP7	G	400	PEHD	4695	10	11 860	55 682 700	5 289 857
SP7	SR8	R	300	ACIER	2870	25	16 700	47 929 000	4 553 255
SR8	SR9	R	300	ACIER	3950	25	16 700	65 965 000	6 266 675
SR9	R18	R	300	ACIER	1970	25	16 700	32 899 000	3 125 405
Y3	P9	G	315	PEHD	1325	10	9 700	12 852 500	1 220 988
P9	R20	G	110	PEHD	472	10	1 650	778 800	73 986
P9	SP11	G	315	PEHD	3970	10	9 700	38 509 000	3 658 355
SP11	SP12	R	250	ACIER	3400	25	13 840	47 056 000	4 470 320

Chapitre IX. Etude comparative des couts | 2015_2016

SP12	SP13	R	250	ACIER	760	25	13 840	10 518 400	999 248
SP13	R21	R	250	ACIER	1230	25	13 840	17 023 200	1 617 204
R21	R22	G	160	PEHD	2800	10	2 890	8 092 000	768 740
R22	Br CRG	G	110	PEHD	2550	16	1 960	4 998 000	474 810
Br CRG	R19	G	110	PEHD	4100	10	1 650	6 765 000	642 675
Somme					76 570 m			1 327 893 500 DA	126 149 883 DA

XI.4.Divers

D'après l'entreprise on a pu constater cet écart **100 000 000.00 DA**

- Génie civil SP5 30 000 000.00 DA
- Génie civil R13 16 000 000.00 DA
- Génie civil SP15 16 000 000.00 DA
- Génie civil & Equipement SP10 25 000 000.00 DA
- Equipement en ligne de la canalisation 13 000 000.00 DA

Tableau IX.5. Tableau de comparaison du cout de réalisation

	APD	VARIANTE	ECART
Montant de la canalisation (DA)	1979 697 780.00	1384 429 900.00	595 267 880,00
Divers	/	/	100 000 000.00
		Diminution du cout de réalisation	695 267 880,00

Tableau IX.6. Tableau des frais d'exploitation en DA

	APD	VARIANTE	ECART
Annuel	193 708 295,32	147 921 417,68	45 786 877,64
Along terme (25 Ans)	4 842 707 382,90	3 698 035 441,99	1 144 671 940,91

Conclusion

Après avoir travaillé sur ce projet, nous sommes arrivés à réduire le cout de réalisation de 75 milliards de centimes et faire un écart estimé à 1 144 671 940,91 de centimes à long terme (25 ans).

Conclusion Générale

L'importance et la valeur du projet en chiffre de **760 milliards de centimes** (7 586 574 335,15 DA) nous donnent le droit de proposer des variantes pour l'alimentation en eau potable des 120 000 habitants, des cinq communes de la daïra de Mansoura (Wilaya de BBA). Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2041, à partir de cette variante et selon le chapitre III, nous sommes arrivés à :

- ❖ Réduire le linéaire du 100 km jusqu'à 78 km.
- ❖ Alimenter directement le point Y2 à partir du réservoir R12, en éliminant le pompage de la station SP5 vers R13.
- ❖ Eliminer une station de reprise (SP10) à une HMT= 200 m qui refoule un débit de 8 l/s pour faire une alimentation gravitaire à partir d'un autre réservoir (R22).
- ❖ Eviter l'alimentation du réservoir R15 à partir du réservoir R16 et l'alimenter à partir d'un piquage en minimisant le volume des bâches.
- ❖ Minimiser le nombre des équipements et ouvrages de projet (vannes, vidanges, ventouses, coudes,...)
- ❖ Eviter de traverser : la route, l'oued et le Chemin de fer...

Toutes ces modifications et autres nous permettant d'assurer la même et la bonne qualité du service aux habitants de la daïra de Mansoura et selon le chapitre IX, nous avons économisé un montant de réalisation (Montant Direct) de **70 milliard de centimes**, soit 10% du montant initial du projet.

Selon le tableau N°02 nous avons gagné **4.5 milliard de centimes** par an de frais d'exploitation, soit **114 milliard de centimes** durant la période de dimensionnement de 25 ans.

Cette étude nous a permis de mettre en pratique, toutes les connaissances que nous avons acquises dans tous les domaines de l'hydraulique durant notre cycle de formation, et j'espère que, ce modeste travail servira, aux autorités civiles ainsi qu'aux entreprises d'exécutions des travaux, comme référence, pour la réalisation de ce projet.

Références bibliographiques

- [1] www.djazairess.com/elmassa/45
- [2] Polycopie d'Alimentation en Eau Potable, Bouelem.SALAH, p.11, 27, 29,72, 78, 78a, 140.
- [3] Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement, Tome I
- [4] Adduction et distribution d'eau, Hugues GODART Ingénieur civil des Mines Ingénieur en chef à la Générale-des-eaux
- [5] Couplage et Point de fonctionnement d'une pompe, Pr. Y. AJDOR, EMI, www.almohandiss.com